



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing

Diogo José Martins Rego

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara
Orientador: Professor Doutor João Sérgio Nobre Duarte Cruz
Vogal: Professor Doutor Francisco Baptista Esteves Virtuoso

Novembro 2012

AGRADECIMENTOS

Não teria sido possível desenvolver esta dissertação sem a ajuda de todos os que, de uma forma ou de outra, me acompanharam, motivaram e incentivaram durante todo este percurso.

Ao Prof. Sérgio Cruz, o meu obrigado pelos conhecimentos que me transmitiu ao longo da elaboração desta tese, contribuindo para complementar a bagagem com a qual entrarei no mundo do trabalho.

Aos meus pais e ao meu irmão por todo o apoio que me deram ao longo desta jornada, tal como ao longo de toda a minha vida, e por terem feito de mim tudo o que sou hoje.

Ao Petit, ao Gameiro, ao Chico e ao CC, que me acompanharam desde o secundário até ao final deste curso, agradeço pela amizade incondicional, por todos os bons momentos que passámos e porque sem eles estes 5 anos não teriam sido a mesma coisa.

À Nini, por todo o carinho, pelo permanente estímulo que me deu e pela segurança que me transmite, acreditando sempre em mim.

Aos meus amigos, aos meus caloiros, ao pessoal da CPMEC, do Fórum Civil e do CT4 pelo companheirismo e grande amizade, não especificamente na realização deste trabalho, mas ao longo de todo o meu percurso académico.

RESUMO

As estruturas de edifícios que recorrem ao método construtivo *Light Steel Framing* (LSF), destacam-se como um sistema construtivo fortemente concorrencial com os demais. Este sistema aborda e colmata de forma eficaz as lacunas ecológicas existentes noutros métodos convencionais. Um dos objectivos da presente dissertação consistiu na análise, estudo e avaliação global dos vários parâmetros relativos à performance térmica, acústica, de resistência ao fogo e de sustentabilidade, visto que se tratam de factores, para além dos aspectos estruturais, decisivos na escolha dum método construtivo. Através da comparação do método construtivo em estudo com a solução tradicional de betão e alvenaria, verificou-se que o método LSF apresenta (i) excelente desempenho térmico, (ii) bom desempenho acústico, (iii) excelentes indicadores de durabilidade, sustentabilidade e ecoeficiência.

O objectivo principal da presente dissertação, residiu no desenvolvimento e análise de um modelo estrutural de um edifício em LSF, estudando o comportamento da estrutura em conjunto com os painéis de revestimento de OSB e as técnicas de cálculo associadas ao sistema e prescritas na EN1993.

A modelação da estrutura foi realizada no programa SAP2000, tendo permitido avaliar quais as melhores técnicas de modelação computacional de determinados elementos e comportamentos estruturais, nomeadamente a consideração de contraventamentos com fitas metálicas e o efeito de diafragma dos painéis OSB. Concluiu-se, posteriormente, que tal efeito deve ser considerado no modelo estrutural devido à influência que exerce no seu comportamento sísmico. Desta forma, foram analisados os esforços condicionantes nos principais elementos estruturais, de forma a poder proceder-se ao seu dimensionamento.

Dada a complexidade do processo de dimensionamento dos perfis metálicos de classe 4, este foi apresentado de forma sucinta através de fluxogramas que resumem o prescrito na EN1993. Devido à extensão dos resultados obtidos, foram elaborados gráficos que resumem o valor de cálculo resistente, em função do tipo de elemento e perfil em análise, com o objectivo de que estes possam ser utilizados futuramente para um pré-dimensionamento mais expedito.

Palavras chave: Light Steel Framing (LSF), Oriented Strand Board (OSB), EN1993, efeito diafragma, secções transversais da classe 4.

ABSTRACT

The structures of buildings that use the Light Steel Framing (LSF) constructive method stand out as a possible constructive system for the future, since it effectively addresses and resolves the ecological mistakes existent in other methods. One of the objectives of this thesis was to examine, study and evaluate several parameters related to thermal performance, acoustics, fire resistance and sustainability, because these are decisive factors when selecting a construction method. Comparing the construction method in study with the traditional masonry solution, it was found that the LSF method presents (i) excellent thermal performance, (ii) good acoustical performance, (iii) excellent durability, sustainability and eco-efficiency indicators.

The main objective of this thesis consisted in the development and analysis of a structural model of a LSF building, studying the behaviour of the structure in conjunction with the OSB siding panels and the calculation techniques related with the system, prescribed in EN1993.

Modelling the structure in SAP2000 allowed the assessment of the best techniques for computational modelling of certain structural elements and behaviours, predominantly the diagonal straps and the diaphragm effect of OSB. It was then concluded, that this effect should be considered in the structural model due to its influence on the seismic behaviour. Subsequently, the critical design values were analysed in the main structural elements, in order to proceed with its design.

Given the complexity of the design process of Class 4 steel sections, this was presented concisely through flowcharts that summarize the requirements of EN1993. Because of the extension of the obtained results, charts which summarize the design values were developed, depending on the type of structural element and section in analysis, so that they can be used in the future for a more efficient pre-design.

Keywords: Light Steel Framing (LSF), Oriented Strand Board (OSB), EN1993, diaphragm effect, class 4 cross sections.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xiii
LISTA DE TABELAS.....	xvii
NOTAÇÕES.....	xix
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.2. Objetivos e metodologia	2
1.3. Estrutura da dissertação	3
2. SISTEMA LSF.....	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Conceitos e vantagens	6
2.2.1. Construção <i>stick-built</i>	6
2.2.2. Construção em painéis	7
2.2.3. Construção modular	7
2.2.4. Terminologia.....	8
2.2.5. Vantagens	10
2.3. Materiais.....	11
2.3.1. Estruturais.....	11
2.3.1.1. Aço.....	11
2.3.1.2. OSB	16
2.3.2. Não Estruturais	17
2.3.2.1. Lã de rocha	17
2.3.2.2. ETICS.....	19
2.3.2.3. Gesso laminado	21
2.4. Fechamento Vertical.....	22
2.4.1. Térmica	24
2.4.2. Acústica.....	28
2.4.3. Resistência ao fogo	31
2.4.4. Sustentabilidade	31

2.5. Fundações	32
2.5.1. Conceitos gerais.....	32
2.5.2. Ensoleiramento geral.....	33
2.5.3. Sapata corrida.....	34
2.6. Paredes	35
2.6.1. Conceitos gerais.....	35
2.6.2. Elementos básicos	36
2.6.3. Encontros.....	37
2.6.4. Vãos	38
2.7. Piso	40
2.7.1. Conceitos gerais.....	40
2.7.2. Elementos básicos	40
2.7.3. Vigas compostas	42
2.7.4. Condições de apoio	43
2.7.5. Consola	45
2.8. Ligações.....	46
2.8.1. Conceitos gerais.....	46
2.8.2. Soldadura.....	47
2.8.3. Parafusos	47
2.8.4. Ancoragem provisória.....	49
2.8.5. Ancoragens definitivas.....	49
2.9. Contraventamento	50
2.9.1. Conceitos gerais.....	50
2.9.2. Diagonais metálicas	51
2.9.3. Efeito diafragma	54
2.9.4. Strapping e Blocking	57
3. MODELAÇÃO ESTRUTURAL DUM EDIFÍCIO EM LSF	61
3.1. Introdução.....	61
3.2. Conceção arquitetónica	61
3.3. Modelação inicial	62
3.4. Pisos.....	62
3.4.1. Condições de apoio das vigas	62
3.4.2. Efeito de diafragma nos pisos.....	64
3.5. Painéis de parede	65
3.5.1. Modelação dos montantes e fitas metálicas	65
3.5.2. Modelação do efeito de diafragma	66
3.5.2.1. Testes experimentais	66
3.5.2.2. Modelação dos painéis.....	69

3.5.2.3.	Método da barra diagonal equivalente.....	73
3.5.2.4.	Método da diagonal metálica equivalente.....	76
3.6.	Ações	77
3.6.1.	Permanentes.....	78
3.6.2.	Variáveis	79
3.6.2.1.	Sobrecarga.....	79
3.6.2.2.	Vento	79
3.6.2.3.	Sismo	82
3.7.	Combinação de ações	84
3.7.1.	Estados limites últimos	84
3.7.2.	Estados limites de utilização	85
3.8.	Conclusão	85
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	87
4.1.	Introdução.....	87
4.2.	Análise sísmica	87
4.3.	Esforços e deslocamentos.....	89
4.3.1.	Montantes	89
4.3.2.	Vigas	94
4.3.3.	Contraventamento	95
4.3.3.1.	Fitas metálicas	95
4.3.3.2.	Fitas metálicas e placas OSB.....	96
4.3.3.3.	Parafusos	97
5.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	101
5.1.	Introdução.....	101
5.2.	Fenómenos de instabilidade	101
5.3.	Considerações regulamentares.....	103
5.3.1.	Propriedades efetivas da secção transversal.....	103
5.3.2.	Resistência à encurvadura de secções enformadas a frio	106
5.4.	Montantes.....	109
5.5.	Vigas	114
5.6.	Contraventamento	116
5.6.1.	Fitas metálicas	116
5.6.2.	Painéis OSB	116
5.7.	Ligações.....	117
5.7.1.	Aço-Aço.....	117
5.7.2.	Aço-OSB	120
5.8.	Resumo de quantidades	121

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	123
6.1. Considerações finais	123
6.2. Desenvolvimentos futuros.....	125
REFERÊNCIAS	127
ANEXOS	131
Anexo 1 - Vista 3D do edifício em estudo	133
Anexo 2 - Planta dos montantes	135
Anexo 3 – Vista 3D do modelo final no SAP2000	137
Anexo 4 – Diagramas de esforços das vigas para ambas as condições de apoio	139
Anexo 5 - Relatório de cálculo do programa CFS.....	141
Anexo 6 - Planta final dos montantes.....	147
Anexo 7 - Tabelas relativas ao dimensionamento dos montantes	149
Anexo 8 - Tabelas relativas ao dimensionamento das vigas.....	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Montagem de painéis em obra (Futureng, 2012).....	7
Figura 2.2 - Módulo em fábrica (Fiorino, 2003).....	8
Figura 2.3 - Exemplo de moradia modular (Koma Modular Construction, 2012).	8
Figura 2.4 - Estrutura típica de uma construção <i>stick-built</i> (Futureng, 2012).	9
Figura 2.5 - Pormenor do enrijecedor de alma de uma parede estrutural (NASFA, 2000).	10
Figura 2.6 - Produção de perfis em obra (Inoue, 2004).	12
Figura 2.7 - Formas típicas de perfis enformados a frio (EN1993-1-3).....	13
Figura 2.8 - Perfil U simples e U enrijecido (Ue ou C).	13
Figura 2.9 - Orientação das fibras de madeira numa placa OSB (Dias et al., 2004).	16
Figura 2.10 - Formatos da lã de rocha.	18
Figura 2.11 - Esquema geral do sistema ETICS (Futureng, 2012).	20
Figura 2.12 - Esquema da parede exterior de alvenaria.	22
Figura 2.13 - Esquema parede exterior de LSF.	23
Figura 2.14 - Fator de utilização dos ganhos térmicos, η , em função do parâmetro γ e da classe de inércia térmica interior (RCCTE, 2006).	27
Figura 2.15 - Parede exterior de alvenaria (Mateus, 2004).....	30
Figura 2.16 - Parede exterior de LSF (Mateus, 2004).....	30
Figura 2.17 - Soluções alternativas: aumento placas de gesso (esquerda) e separação dos perfis (direita) (Knauf, 2011).	30
Figura 2.18 – Planta e corte da solução de ensoleiramento geral (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	33
Figura 2.19 – Pormenorização da solução com ensoleiramento geral (Adaptado de ConsulSteel, 2002).....	33
Figura 2.20 - Planta e corte da solução de sapata corrida (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	34
Figura 2.21 – Pormenorização da solução com sapata corrida (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	35
Figura 2.22 - Alçado e planta geral de um painel estrutural em LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	36
Figura 2.23 - Pormenorização do encontro de dois painéis (Adaptado de Crasto, 2005).	37
Figura 2.24 - Pormenorização do encontro de três painéis (Adaptado de Crasto, 2005).	37
Figura 2.25 - Pormenorização do encontro de quatro painéis (Adaptado de Crasto, 2005).	38
Figura 2.26 – Caminho das cargas num vão do Sistema LSF (Rodrigues, 2006).	38
Figura 2.27 - Disposição dos montantes auxiliares em função da largura do vão (Adaptado de ConsulSteel, 2002).....	39
Figura 2.28 - Pormenorização dos montantes auxiliares (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	39
Figura 2.29 - Configuração <i>in line framing</i> (Adaptado de Freitas; Castro, 2006).....	40

Figura 2.30 - Planta dos elementos principais do piso em LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	41
Figura 2.31 - Pormenor do reforço de alma (Adaptado de Crasto, 2005).	41
Figura 2.32 - Esquema de piso em LSF com perfis ómega (Futureng, 2012)	42
Figura 2.33 – Pormenorização de três tipos de vigas compostas (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	43
Figura 2.34 – Planta, alçado e pormenor de viga simplesmente apoiada em sistema LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	43
Figura 2.35 - Planta, alçado e pormenor de viga contínua em sistema LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	44
Figura 2.36 – Pormenor de ligação entre vigas de dois tramos (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	44
Figura 2.37 - Pormenorização da solução com <i>Hanger</i> e com cantoneira (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	45
Figura 2.38 – Planta dos dois tipos de consola em sistema LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	45
Figura 2.39 – Pormenorização da consola com vigas perpendiculares às vigas de piso (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	46
Figura 2.40 - Tipos de pontas usadas nos parafusos no sistema LSF (Adaptado de Rodrigues, 2006).	48
Figura 2.41 - Funcionamento dos parafusos com ponta broca (Freitas & Castro, 2006).	48
Figura 2.42 - Tipos de cabeças dos parafusos usados no sistema LSF (Rodrigues, 2006)	48
Figura 2.43 - Pormenor dos dois tipos de ancoragem definitiva (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	50
Figura 2.44 - Deformação dum painel LSF não contraventado (Crasto, 2005).	51
Figura 2.45 - Exemplo de contraventamento <i>K-bracing</i> .	52
Figura 2.46 - Exemplo de contraventamento <i>X-bracing</i> .	52
Figura 2.47 – Exemplo de ligação entre fita metálica e montante.	52
Figura 2.48 - Resultante das forças com contraventamento com fita metálica (Adaptado IAS, 1997).	53
Figura 2.49 – Configuração das fitas metálicas em <i>X-bracing</i> e <i>V-bracing</i> (Rodrigues, 2006).	54
Figura 2.50 - Concentração de tensões devido a abertura de janela (ConsulSteel, 2002).	55
Figura 2.51 - Disposição dos parafusos na ligação das placas aos montantes (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	56
Figura 2.52 - Configuração da união de painéis e placas (Adaptado de ConsulSteel, 2002).	56
Figura 2.53 - Pormenor da união de placas num encontro (Adaptado de Rodrigues, 2006).	56
Figura 2.54 - Disposição e espaçamento dos parafusos na ligação das placas aos montantes (Adaptado de ConsulSteel, 2002)	57
Figura 2.55 – Disposição das placas estruturais num piso seco de LSF (ConsulSteel, 2002).	57

Figura 2.56 - Pormenor de <i>blocking</i> e <i>strapping</i> em montantes (Adaptado de Crasto, 2005)...	59
Figura 3.1 – Planta de arquitetura do edifício estudado (cotas em metros).....	61
Figura 3.2 – Piso com vigas simplesmente apoiadas (modelo #1).....	63
Figura 3.3 – Piso com vigas contínuas (modelos #2 e #3).	63
Figura 3.4 - Esquema do comportamento de diafragma (Fiorino, 2003).	64
Figura 3.5 – Modelação de um painel estrutural com fitas metálicas em X.	66
Figura 3.6 – Configurações dos painéis analisados (Adaptado de AISI, 1997).	67
Figura 3.7 – Gráfico deslocamento/força das 4 configurações analisadas (1 in = 2,54 cm; 10000 lbs = 44.48 kN) (AISI, 1997).....	68
Figura 3.8 – Configuração dos 5 tipos de painéis testados (Adaptado de Tian <i>et al.</i> , 2004).....	68
Figura 3.9 – Gráfico deslocamento/força para os vários tipos de painel testados (Tian <i>et al.</i> , 2004).	69
Figura 3.10 – Eixos locais do elemento <i>shell</i> da placa de OSB.	70
Figura 3.11 – Modelo numérico para simulação dos testes realizados por Tian <i>et al.</i>	71
Figura 3.12 – Modelo numérico para simulação dos testes realizados por AISI.	71
Figura 3.13 - Tipos de painéis considerados no edifício em estudo.	72
Figura 3.14 – Modelo numérico para simulação do comportamento do painel tipo 4.....	74
Figura 3.15 - Campo de deslocamentos do modelo numérico do painel tipo 4.	74
Figura 3.16 – Modelo numérico extrudido da diagonal equivalente de OSB.	75
Figura 3.17 – Esquema para a determinação da diagonal metálica equivalente (Inoue, 2004).76	
Figura 3.18 - Coeficientes de pressão exterior para edifício com 11,2 m de altura e vento 0°.81	
Figura 3.19 – Coeficientes de pressão exterior para edifício com 11,2 m de altura e vento 90°.	81
Figura 3.20 - Pórticos com contraventamentos diagonais centrados (zonas dissipativas unicamente nas diagonais traccionadas) (EN1998-1).	82
Figura 3.21 - Pórticos com contraventamentos em V centrados (zonas dissipativas nas diagonais traccionadas e comprimidas) (EN1998-1).	83
Figura 4.1 - Espectro de cálculo para ação sísmica tipo 1 e tipo 2.....	89
Figura 4.2 – Esquema de pórtico contraventado com dois tipos de diagonal (compressão e tração).	94
Figura 4.3 – Distribuição e equilíbrio plástico das forças na parede diafragma, nos perfis metálicos e no painel de OSB (EN1995-1-1).	98
Figura 4.4 – Equilíbrio global das forças para painéis de diafragma interrompidos por aberturas (EN1995-1-1).	98
Figura 5.1 - Modos de instabilidade para uma barra sujeita a compressão axial (AISI, 2002).	102
Figura 5.2 - Modos de instabilidade para uma barra sujeita a flexão (AISI, 2002).	102
Figura 5.3 - Modos de instabilidade de um perfil de parede fina aberta (Adaptado de Pinto, 2010).	103

Figura 5.4 - Fluxograma para a determinação da secção efetiva de elementos de placa internos.	104
Figura 5.5 - Fluxograma para a determinação da secção efetiva de elementos de placa salientes.	105
Figura 5.6 - Gráfico da resistência em função do n.º de reforços da secção (Santos, 2011). .	106
Figura 5.7 - Esquema global de dimensionamento de perfis enformados a frio (Gervásio <i>et al.</i> , 2003; Pinto, 2010).	106
Figura 5.8 – Fluxograma da verificação da segurança de elementos sujeitos a compressão axial (Gervásio <i>et al.</i> , 2003; Pinto, 2010).	107
Figura 5.9 - Fluxograma da verificação da segurança de elementos sujeitos a flexão (Gervásio <i>et al.</i> , 2003; Pinto, 2010).	108
Figura 5.10 - Fluxograma da verificação da segurança de elementos sujeitos a combinação de compressão axial e a flexão (Gervásio <i>et al.</i> , 2003; Pinto, 2010).	109
Figura 5.11 - Encurvadura do perfil entre parafusos (Telue & Mahendran, 2001).	110
Figura 5.12 – Gráfico resumo da capacidade resistente dos montantes constituídos por perfis U93 e C90.	112
Figura 5.13 – Configuração dos montantes constituídos por perfis U93 e C90.	112
Figura 5.14 - Gráfico resumo da capacidade resistente dos montantes constituídos por perfis U153 e C150.	113
Figura 5.15 - Configuração dos montantes constituídos por perfis U153 e C153.	113
Figura 5.16 - Gráfico resumo da capacidade resistente das vigas.	115
Figura 5.17 - Configuração das vigas analisadas.	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Medidas standard dos perfis tipo U simples e U enrijecido.	14
Tabela 2.2 - Exigências normativas para revestimento metálico dos aços para a fabricação de perfis no LSF (ABNT, 2005).	14
Tabela 2.3 - Cálculo do peso da parede exterior leve.	23
Tabela 2.4 - Cálculo do peso da parede exterior pesada.	23
Tabela 2.5 - Cálculo do peso da parede interior pesada para tijolo de 11 cm e de 15 cm.	24
Tabela 2.6 - Cálculo do peso da parede interior leve.	24
Tabela 2.7 - Cálculo da condutibilidade térmica da solução de alvenaria.	25
Tabela 2.8 - Cálculo da condutibilidade térmica da solução de LSF.	26
Tabela 2.9 - Efeitos do incremento do isolamento acústico (Almeida & Silvar, 2007).	29
Tabela 2.10 - Diâmetros e comprimentos dos parafusos usados no sistema LSF.	47
Tabela 2.11 - Características dos parafusos recomendadas em função da aplicação (Adaptado de ConsulSteel, 2002; Rodrigues, 2006).	49
Tabela 3.1 – Modelos estudados e respectivas características.	62
Tabela 3.2 – Propriedades das placas de OSB.	70
Tabela 3.3 – Resumo do cálculo das diagonais equivalentes de OSB para os 4 tipos de painel.	76
Tabela 3.4 - Resumo do cálculo das diagonais metálicas para os 4 tipos de painel.	77
Tabela 3.5 – Cálculo da carga de faca relativa às paredes exteriores.	78
Tabela 3.6 – Cálculo da carga de faca relativa às paredes interiores.	78
Tabela 3.7 – Cálculo da carga do piso seco.	78
Tabela 3.8 – Cálculo da pressão dinâmica de pico.	80
Tabela 3.9 – Cálculo da pressão exterior para cada uma das zonas definidas na EN NP 1991-1-4 para o edifício com 11,2 m de altura.	81
Tabela 3.10 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura (EN1998-1).	83
Tabela 3.11 – Valores requeridos para a definição do espectro de cálculo.	83
Tabela 4.1 - Período, frequência e factor de participação de massa para modelo #1 e #2 (sem consideração do OSB).	88
Tabela 4.2 - Período, frequência e factor de participação de massa para modelo #3 (com consideração do OSB).	88
Tabela 4.3 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação de estado limite último e condição de apoio de viga contínua.	90
Tabela 4.4 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação de estado limite último e condição de apoio de viga bi-apoiada.	90
Tabela 4.5 – Deslocamentos relativos entre pisos para a combinação fundamental com sobrecarga como variável base.	91

Tabela 4.6 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1x, não considerando o efeito diafragma do OSB.	92
Tabela 4.7 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1y, não considerando o efeito diafragma do OSB.	92
Tabela 4.8 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1x, considerando o efeito diafragma do OSB.	93
Tabela 4.9 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1y, considerando o efeito diafragma do OSB.	93
Tabela 4.10- Esforços de dimensionamento das vigas para a combinação de estado limite último em função das condições de apoio.	94
Tabela 4.11 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas para a combinação Sismo 1x, não considerando o efeito diafragma do OSB.	95
Tabela 4.12 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas para a combinação Sismo 1y, não considerando o efeito diafragma do OSB.	95
Tabela 4.13 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas e das diagonais equivalentes de OSB para a combinação Sismo 1x.	96
Tabela 4.14 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas e das diagonais equivalentes de OSB para a combinação Sismo 1y.	96
Tabela 4.15 – Esforços de dimensionamento dos parafusos da ligação montante-OSB para a combinação Sismo 1x.	99
Tabela 4.16 - Esforços de dimensionamento dos parafusos da ligação montante-OSB para a combinação Sismo 1y.	99
Tabela 5.1 – Resumo do dimensionamento das vigas.	114
Tabela 5.2 – Fitas metálicas estudadas e dimensionadas.	116
Tabela 5.3 - Força horizontal de cedência dos vários tipos de painel e correspondente deslocamento.	117
Tabela 5.4 - Cálculo da resistência ao corte por parafuso.	118
Tabela 5.5 - Cálculo da resistência ao esmagamento de placas com 1,5 mm.	118
Tabela 5.6 - Cálculo da resistência ao esmagamento de placas com 1,0 mm.	118
Tabela 5.7 - Espaçamento mínimo entre parafusos.	119
Tabela 5.8 - Dimensionamento das ligações fita-montante.	119
Tabela 5.9 – Cálculo da resistência ao esmagamento de placas OSB com 12mm (Adaptado de IStructE & TRADA, 2007).	120
Tabela 5.10 - Esforço de corte por parafuso para painéis na cedência.	121
Tabela 5.11 - Resumo das quantidades de aço e OSB.	121

NOTAÇÕES

Lista de Abreviaturas

ABCEM	Associação Brasileira da Construção Metálica
AISI	<i>American Iron and Steel Institute</i>
CFS	<i>Cold Formed Steel</i>
CSSBI	<i>Canadian Sheet Steel Building Institute</i>
DCH	Classe de ductilidade alta
DCM	Classe de ductilidade média
EN 1990	Eurocódigo 0 - Bases do projeto de estruturas
EN 1991	Eurocódigo 1 - Ações em estruturas
EN 1993	Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço
EN 1995	Eurocódigo 5 - Projeto de estruturas de madeira
EN 1998	Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas em regiões sísmicas
EPS	<i>Expanded polystyrene</i>
ETICS	<i>External Thermal Insulation Composite Systems</i>
ICE	<i>Institution of Civil Engineers</i>
IStructE	<i>The Institution of Structural Engineers</i>
LSF	Light Steel Framing
MEF	Método dos elementos finitos
NAHB	<i>National Association of Home Builders</i>
NASFA	<i>North American Steel Framing Alliance</i>
OSB	<i>Oriented Strand Board</i>
RCCTE	Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios
SCI	<i>The Steel Construction Institute</i>
TRADA	<i>The Timber Research and Development Association</i>
XPS	<i>Extruded polystyrene foam</i>

Lista de variáveis

A	Área da secção lisa do parafuso
a₀, a, b, c, d	Designações das curvas de dimensionamento à encurvadura
A_{Ed}	Valor de cálculo de uma ação sísmica
A_{Ed,1x} e A_{Ed,1y}	Valor de cálculo de uma ação sísmica para a combinação Sismo 1x e Sismo 1y
A_{Ed,x} e A_{Ed,y}	Valor de cálculo de uma ação sísmica segundo a direção x e y, respectivamente
A_{eff}	Área efetiva de uma secção transversal
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
C1, C2, C3	Coefficientes cujos valores dependem da forma do diagrama de momentos flectores atuante na viga (ou segmento de viga) e do coeficiente de encurvadura <i>k</i>
C_{dir}	Coefficiente de direção
C_e(z)	Coefficiente de exposição
C_{mLT}, C_{my}, C_{mz}	Coefficiente de momento uniforme equivalente
C_{pe}	Coefficiente de pressão exterior

$C_{pe,10}$	Coeficiente de pressão exterior para áreas superiores a $10m^2$
C_{pi}	Coeficiente de pressão interior
C_{season}	Coeficiente de sazão
d	Diâmetro nominal do parafuso ou diâmetro da peça de ligação
d_0	Diâmetro do furo para um parafuso, para um rebite ou para uma cavilha
$d_{r,x}$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
$d_{r,y}$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
E	Módulo de elasticidade
e_1	Distância, para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou rebite) e a extremidade adjacente, medida na direção da transmissão do esforço
e_2	Distância, para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou rebite) e o bordo adjacente, medido na direção perpendicular à transmissão do esforço
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
$e_{N,y}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva (A_{eff}) e bruta, segundo o eixo y-y
$e_{N,z}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva (A_{eff}) e bruta, segundo o eixo z-z
f	Fator de correção de χ_{LT}
$F_{b,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso
f_u	Tensão última
f_{ub}	Tensão de rotura à tração do parafuso
$F_{v,Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal atuante por parafuso
$F_{v,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso
f_{yb}	Tensão de cedência base
g	Valor da ação permanente calculada na secção
G	Módulo de distorção
G_k	Valor característico da ação permanente
I_t	Inércia de torção (uniforme) da secção
I_w	Constante de empenamento
i_y	Raio de giração da secção bruta relativo ao eixo y-y
$I_y ; I_z$	Momentos de inércia da secção bruta em relação aos eixos principais y e z, respectivamente
i_z	Raio de giração da secção bruta relativo ao eixo z-z
k_c	Fator de correção para tomar em consideração o diagrama de momentos
K_{mod}	Fator que tem em conta a duração da carga e o grau de humidade
$K_t L_t$ ou I_T	Comprimento efetivo de encurvadura global por torção
k_w	Coeficiente que traduz o grau de impedimento ao empenamento nas extremidades da viga ou segmentos da viga.
$K_y L_y$	Comprimento efetivo de encurvadura global em relação ao eixo y
$k_{yy}, k_{zy}, k_{yz}, k_{zz}$	Fator de interação
$K_z L_z$	Comprimento efetivo de encurvadura global em relação ao eixo z
k_σ	Fator de encurvadura de uma placa
$L_{cr,y}$	Comprimento de encurvadura global em torno do eixo y-y
$L_{cr,z}$	Comprimento de encurvadura global em torno do eixo z-z
L_p	Nível de pressão sonora
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral (de vigas por flexão-torção)
M_{cr}	Momento crítico elástico de encurvadura lateral

M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{Rk}	Valor característico do momento fletor resistente
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{y,Rd}$; $M_{z,Rd}$	Momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos principais y e z, respectivamente
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal
N_{cr}	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
$N_{cr,T}$	Valor crítico do esforço de encurvadura elástica por torção
$N_{cr,TF}$	Valor crítico do esforço de encurvadura elástica por flexão-torção
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
p_0	Valor de referência da pressão sonora
p_1	Distância entre os eixos dos parafusos ou rebites de uma fiada, medida na direção da transmissão do esforço
p_2	Distância, medida perpendicularmente à direção da transmissão do esforço, entre fiadas adjacentes de parafusos ou rebites;
q	Coeficiente de comportamento
q	Valor da ação de sobrecarga calculada na secção
q_b	Pressão dinâmica de referência
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante i
q_p	Pressão dinâmica de pico
S	Coeficiente de solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo (para análise elástica)
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período de vibração fundamental de um edifício
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
w	Valor da ação do vento calculada na secção
W	Módulo de resistência elástico da secção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento
w_e	Pressão exercida pelo vento
$W_{eff,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva
$W_{el,min}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal
y_o, z_o	Coordenadas do centro de corte relativamente ao centro de massa
z	Altura acima do solo
z_g	Distância do ponto de aplicação da carga ao centro de corte da secção
z_j	Traduz a influência da assimetria da secção (em relação ao eixo de maior inércia)
α	Fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
α_b, k_1	Fator que depende do espaçamento entre os parafusos
α_{LT}	Fator de imperfeição para a encurvadura lateral
α_v	Fator que depende da classe do parafuso
β	Fator de correção das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de

	vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes
γ_G e γ_Q	Coeficientes parciais de segurança relativos às ações permanentes e variáveis, respectivamente
γ_I	Coeficiente de importância
γ_M	Fator de segurança que tem em conta as propriedades do material, as incertezas do modelo e as variações dimensionais
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{M2}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação
ΔM_{Ed}	Valor de cálculo do momento adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva (A_{eff}) e bruta
λ_1	Valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
$\lambda_{norm,LT}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral
$\lambda_{norm,LT,0}$	Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes
$\lambda_{norm,T}$	Esbelteza normalizada associada à encurvadura de colunas por torção ou flexão-torção
$\lambda_{norm,y}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura em relação ao eixo y-y
$\lambda_{norm,z}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura em relação ao eixo z-z
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i> em regime elástico
ϕ	Valor para determinar o coeficiente de redução χ
ϕ_{LT}	Valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT}
χ	Coeficiente de redução para a curva de dimensionamento (de colunas à encurvadura) relevante
χ_{LT}	Coeficiente de redução para a encurvadura lateral
$\chi_{LT,mod}$	Coeficiente de redução modificado para a encurvadura lateral
χ_y	Coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y
χ_z	Coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z
ψ_0	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
ψ_2	Coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento geral

O Homem procurou desde sempre proteger-se da agressividade do meio envolvente, tendo em vista a sua sobrevivência e bem-estar. Havendo a necessidade de materializar construções cada vez mais grandiosas e sólidas, o Homem, através da observação do comportamento dos materiais que o rodeavam, aprendeu a aplicar o desenvolvimento das ciências como a física e a matemática à construção. À medida que as exigências ao nível da resistência das construções aumentavam, mais complexos se tornavam os processos de transformação das matérias-primas a incorporar nos materiais de construção. Os materiais deixaram de ser aplicados tal e qual como eram extraídos da natureza, o que implicou maiores consumos energéticos e maiores dificuldades na absorção destes materiais pelos ecossistemas, aquando da sua devolução, após o fim da vida útil das construções.

Nos finais do século XIX, dissemina-se a aplicação do betão como novo material de construção, que aparentava ser a solução para as crescentes exigências funcionais dos materiais – economia, resistência e durabilidade. À medida que os anos foram passando, o Homem foi sucessivamente interpretando e otimizando as características mecânicas do betão. Surge assim o betão armado, o material de construção mais utilizado, hoje em dia, na construção em Portugal e que ainda continua a ser uma solução viável e competitiva para a maioria dos problemas da construção.

Com o passar dos anos, as fraquezas do betão armado foram surgindo e aquele material que de início se julgava eterno revelou necessidades de manutenção e alguns cuidados adicionais: a sua durabilidade revelou-se limitada; os consumos energéticos despendidos durante o fabrico dos materiais que o compõem e durante as operações de demolição e de reciclagem, bem como a elevada quantidade de recursos naturais exigidos por esta tecnologia, revelaram-se incompatíveis com a escassa disponibilidade de recursos existentes na Natureza e em algumas zonas do globo.

Na década de 70, como resultado da crise do petróleo, foi iniciada a discussão em torno da poupança de energia e começou a emergir uma forte corrente em defesa da natureza. Ao mesmo tempo, começa a despontar a consciência social acerca da fragilidade do Planeta Terra, e a palavra ecologia passa a ser um termo bastante utilizado. Esta discussão atingiu também a indústria da construção, primeiro ao nível da energia despendida na fase de utilização dos edifícios e mais tarde ao nível da energia necessária à produção dos elementos construtivos.

O verdadeiro desafio consiste em analisar os custos numa perspectiva equilibrada no seu ciclo de vida, mais do que pensar apenas no custo de investimento. Quando se consegue poupar energia e água, aumentar a durabilidade e ao mesmo tempo aumentar a produtividade, as características de sustentabilidade do projeto e dos materiais são muito fáceis de justificar (Pinheiro, 2003).

O *Light Steel Framing*, habitualmente designado por LSF, destaca-se como possível sistema construtivo do futuro por abordar e colmatar, de forma eficaz, as lacunas ecológicas existentes, utilizando materiais com ciclos de vida mais sustentáveis. Nesse sentido, é da maior importância o estudo e análise da performance das várias vertentes deste sistema construtivo, averiguando a sua aplicabilidade em diferentes tipos de habitação.

1.2. Objetivos e metodologia

A presente dissertação insere-se no tema geral de estruturas de edifícios de *Light Steel Framing*, tendo, simplificadamente, três grandes objectivos principais.

O primeiro objectivo consiste numa avaliação global dos vários parâmetros relativos à performance térmica e acústica, segurança (resistência ao fogo) e sustentabilidade de um edifício em LSF, e respetiva comparação com a solução mais generalizada em Portugal, concluindo sobre vários factores de decisão na escolha de um método construtivo. Visto que se trata de uma avaliação global, e não de um estudo detalhado sobre cada um dos extensos temas, serão aplicadas e citadas análises simplificadas a cada uma das várias características, sem, no entanto, por em causa o rigor e fidelidade das conclusões.

O segundo ponto compreende a análise estrutural detalhada de um exemplo de edifício tipo, de forma a estudar as técnicas de cálculo associadas ao sistema LSF e o comportamento da estrutura em conjunto com os painéis de revestimento. O edifício em análise trata-se de um prédio com quatro apartamentos tipologia T2 com 56 m² e área de implantação de 225 m². Os principais elementos estruturais deste edifício de 4 andares serão estudados, analisando em detalhe o comportamento ao sismo e vento, com e sem a contribuição dos painéis de revestimento.

O terceiro objectivo da presente dissertação é a familiarização com técnica construtiva de edifícios de LSF, bem como com os métodos de dimensionamento prescritos nas atuais normas. Nestas últimas, incluem-se, entre outras, a EN1993 (para os elementos de aço), a EN1995 (para os elementos derivados da madeira) e a EN1998 (para analisar o comportamento sísmico do edifício).

1.3. Estrutura da dissertação

O presente trabalho divide-se em 6 capítulos, apresentando-se nesta secção o conteúdo de cada um através de uma descrição sumária.

O presente capítulo, de carácter introdutório, explana as principais motivações para a realização desta dissertação, bem como os principais objectivos da mesma, definindo de que forma o tema proposto será abordado.

No capítulo 2 é feita uma breve introdução à técnica construtiva do sistema LSF, analisando os conceitos e vantagens do sistema, bem como os principais elementos que o constituem. Realiza-se, também, a análise, estudo e avaliação global dos vários parâmetros relativos à performance térmica, acústica, de resistência ao fogo e de sustentabilidade.

No capítulo 3 descreve-se a modelação da estrutura do edifício proposto para o estudo. Assim, aborda-se o processo computacional necessário à criação de um modelo no programa SAP2000, focando a atenção para os elementos que contribuem para o comportamento sísmico do edifício, nomeadamente as fitas metálicas de contraventamento e o efeito de diafragma criado pelos painéis de OSB.

No capítulo 4 são analisados os resultados obtidos no modelo anteriormente descrito. Primeiramente analisa-se somente o comportamento sísmico do edifício comparando os resultados do modelo computacional com os modos de vibração expectáveis. Depois da validação do modelo estrutural, definem-se os valores de dimensionamento dos vários elementos estruturais constituintes do sistema LSF.

O capítulo 5 exhibe, numa primeira fase, uma breve introdução aos fenómenos de instabilidade presentes nas secções de classe 4 e um resumo das considerações regulamentares relativas ao dimensionamento de perfis enformados a frio. Numa segunda fase, apresenta-se o cálculo dos valores resistentes dos elementos estudados e o respectivo dimensionamento de acordo com os valores obtidos no capítulo anterior. Elaboram-se, ainda, gráficos que resumem a capacidade resistente dos montantes e das vigas analisadas, viabilizando a sua utilização futura como meios de pré-dimensionamento.

Por fim, no último capítulo, referem-se as conclusões fundamentais das análises realizadas e apresentam-se algumas sugestões de futuros desenvolvimentos nesta matéria.

2. SISTEMA LSF

2.1. Introdução

Light Steel Framing, estrutura leve de aço traduzido do inglês, ou também conhecido como sistema auto-portante de construção a seco.

A utilização de estruturas de aço na construção civil é feita de variadas formas: como elemento estrutural, na função de vigas, pilares e lajes mistas, em coberturas, usualmente de grande vão, ou como elemento de sistemas construtivos integrados, como o LSF.

A história do LSF inicia-se no séc. XIX, quando a emigração para a costa Oeste dos Estados Unidos aumentou significativamente. Num curto espaço de tempo a população americana multiplicou-se por dez e, para dar resposta a tal procura de habitações, recorreu-se a um material local, abundante e de baixo custo, a madeira.

Ao terminar a Segunda Guerra Mundial, o aço era um recurso abundante e as empresas metalúrgicas tinham obtido grande experiência na utilização do metal devido ao esforço da guerra. Primeiro usado nas divisórias dos grandes edifícios com estrutura em ferro, o aço moldado a frio, passou a ser usado em divisórias de edifícios comuns de habitação. Um grande impulso foi dado nos anos 80, no Estados Unidos, quando diversas florestas mais antigas foram vedadas à indústria madeireira. Isto levou ao declínio da qualidade da madeira empregue na construção e a grandes flutuações no preço desta matéria prima. Em 1991, a madeira usada na construção subiu 80% em quatro meses, o que levou muitos construtores a passar a usar o aço imediatamente.

Em 1993 a indústria dos EUA, impulsionada pelo aumento dos preços da madeira, criou associações de técnicos e construtores e o sistema LSF passou a ser encarado de uma forma mais profissional (Meyers, 1998). Nesse mesmo ano foi publicado um estudo pela *National Association of Home Builders* (NAHB, 1993), em que o aço era identificado como a melhor solução para a construção de habitações em sistema *framing*. Em 1995, o *American Iron and Steel Institute* (AISI) e o *Canadian Sheet Steel Building Institute* (CSSBI) formaram um comité para o desenvolvimento da construção residencial em aço, o que permitiu alcançar significativos avanços no conhecimento do desempenho estrutural do sistema e na formação de profissionais especializados. Este desenvolvimento culminou com a publicação do *Prescriptive method for residential cold-formed steel framing*, da *North American Steel Framing Alliance* (NASFA, 2000). Este documento apresenta, de forma prática, um método para o pré-dimensionamento de habitações residenciais até 2 pisos.

A utilização do *Light Steel Framing* como método construtivo de edifícios de pequeno porte tem crescido significativamente nos últimos anos nos países industrializados. Em países como

EUA, Canadá, Austrália, Japão e, mais recentemente, a China, esta é uma indústria muito desenvolvida e estabelecida. De facto, nos EUA, 15000 casas de LSF foram construídas em 1993, 75000 em 1996 e cerca de 375000 em 2002, demonstrando um crescimento muito considerável (Yu, 2000).

A construção de edificações habitacionais unifamiliares e multifamiliares de pequeno porte é baseada, na maioria dos casos, em processos de produção artesanais, sem qualquer recurso a meios industriais, desprovidos de um sistema de gestão, que auxilie na melhoria tanto dos processos quanto do produto final. O carácter artesanal da produção de residências revela o desinteresse e incúria de alguns profissionais para com a gestão dos procedimentos, que também envolve a fase de planeamento e projeto. Nestes casos o LSF pode dar uma resposta de melhor nível, tendo em consideração a sua pressuposta organização industrial.

2.2. Conceitos e vantagens

O conceito principal do projeto segundo o Sistema LSF é dividir a estrutura numa grande quantidade de elementos estruturais, de maneira que cada um resista a uma pequena parcela da carga total aplicada. Existem três métodos básicos de construção em LSF em edifícios de baixo porte, que se denominam (Landolfo *et al.*, 2002):

- Construção tradicional (*stick-built*);
- Construção em painéis (*panelized*);
- Construção modular (*modular*).

2.2.1. Construção *stick-built*

Este método é o mais comum e usado em todo o mundo na construção, tanto no sistema LSF, como em qualquer outro sistema. Este consiste na montagem dos elementos estruturais no local, o que corresponde ao nível mínimo de pré-fabricação. Neste método, os perfis são montados e aparafusados no chão, como se ilustra na Figura 2.1, e só depois erguidos e colocados na sua posição final. Depois de erguida a estrutura procede-se à colocação dos restantes revestimentos exteriores e interiores. As principais vantagens deste método são (SCI, 1997):

- Acomodar maiores tolerâncias construtivas;
- Não é necessária fábrica de pré-fabricação nem máquinas de levantamentos pesados no local;
- O transporte dos elementos pode ser feito de forma mais eficiente.



Figura 2.1 - Montagem de painéis em obra (Futureng, 2012).

2.2.2. Construção em painéis

O segundo método consiste num nível intermédio de pré-fabricação, ou seja, são construídos módulos que constituem as paredes, pisos e coberturas, sendo apenas necessário colocá-los na sua posição correta em obra. Este método é tanto mais eficiente quanto mais vezes se repetirem as formas, tipos e dimensões dos painéis. Ao contrário do método anterior, também é possível que os painéis vindos de fábrica venham já com o seu revestimento exterior, interior e, até mesmo, isolamento. As principais vantagens da construção em painéis são (SCI, 1997):

- Rapidez de construção;
- Controlo de qualidade dos produtos fabricados;
- Redução significativa dos custos no local da obra;
- Automação de tarefas produtivas.

2.2.3. Construção modular

O último método referido é a construção modular. Este consiste na pré-fabricação total de unidades modulares, como a apresentada na Figura 2.2, que incluem todos os elementos estruturais e ainda, por vezes, todos os acabamentos. No local da obra é apenas necessário organizar os módulos lado a lado e em altura. Hoje em dia, edifícios de todos os tipos, desde escritórios, hospitais, ou até indústrias, são construídos desta forma em países como EUA, Canadá ou Reino Unido (McGraw-Hill Construction, 2011). Este tipo de construção começa, também, a ser explorado pela arquitetura, transformando assim a ideia pré-concebida em relação à pouca versatilidade destas soluções, como é possível ver no exemplo da Figura 2.3.



Figura 2.2 - Módulo em fábrica (Fiorino, 2003).



Figura 2.3 - Exemplo de moradia modular (Koma Modular Construction, 2012).

Visto que o método mais comum é o *stick-built*, é neste que incide a descrição feita ao longo deste capítulo, pois os restantes métodos construtivos o têm por base, diferindo basicamente o local em que os elementos se ligam.

2.2.4. Terminologia

Por forma a compreender e estudar os aspectos referentes ao sistema estrutural de LSF é da maior importância definir com clareza os vários elementos que o compõem, estabelecendo qual a terminologia usada ao longo da dissertação. Este método é caracterizado por possuir um esqueleto estrutural feito com aço, formado por diversos elementos individuais (perfis de aço galvanizado enformados a frio) ligados entre si, que em conjunto resistem às cargas de dimensionamento. Não se resumindo apenas à estrutura de aço, o sistema LSF é composto por vários outros subsistemas, que além de estrutural, é também de isolamento térmico e acústico, de fechamento interno e externo e de instalações elétricas e hidráulicas.

São apresentadas, de seguida, as definições dos principais componentes presentes no sistema, tal como representado esquematicamente na Figura 2.4 e na Figura 2.5:

- Bloqueador ou tarugo (*blocking*): perfil utilizado no travamento lateral de montantes e vigas;
- Fita (*flat strap*): fita de aço galvanizado usada na horizontal ou na diagonal como elemento de contraventamento;
- Guia ou canal (*track*): perfil utilizado na base e no topo dos painéis de parede e no encabeçamento das vigas;
- Montante (*stud*): perfil utilizado verticalmente na composição de painéis de parede;
- Ombreira (*jack stud*): perfil utilizado verticalmente para apoio da verga;
- Reforço de alma (*web stiffener*): perfil utilizado verticalmente no apoio de vigas;
- Cabeceira ou verga (*header*): perfil utilizado horizontalmente sobre as aberturas para suporte da estrutura;
- Viga (*joist*): perfil utilizado como viga de piso.

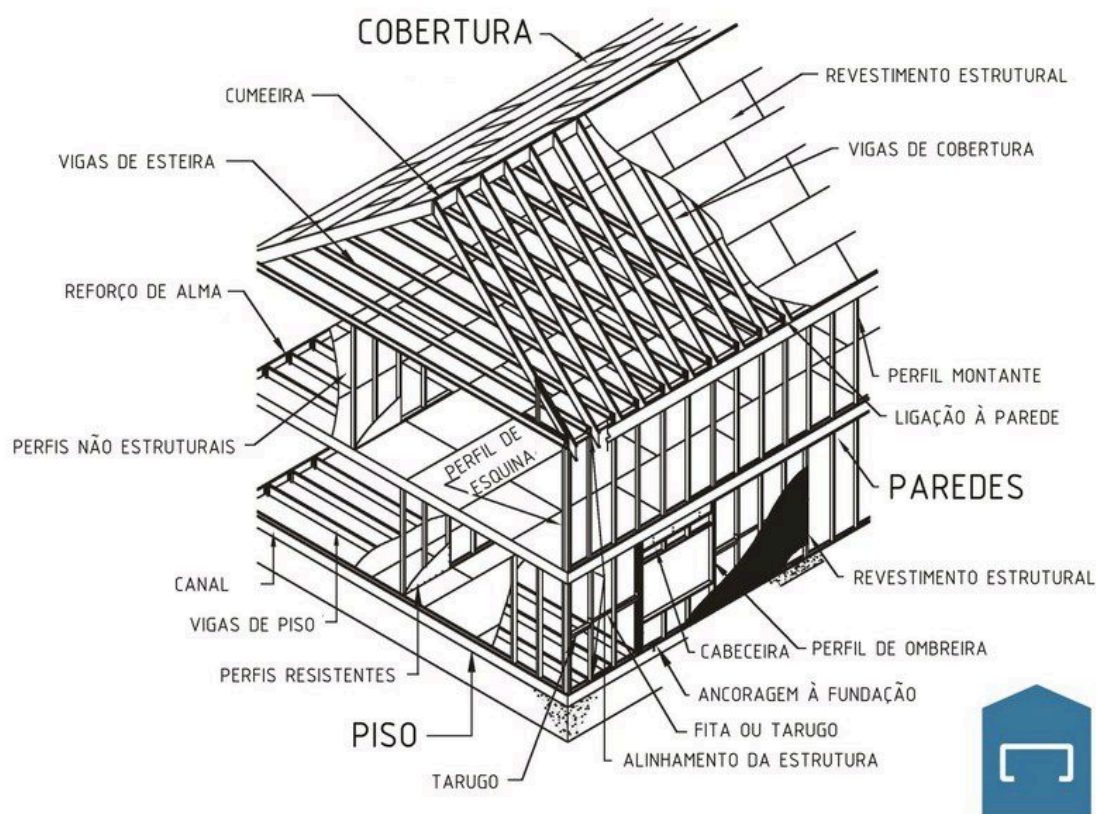


Figura 2.4 - Estrutura típica de uma construção *stick-built* (Futureng, 2012).

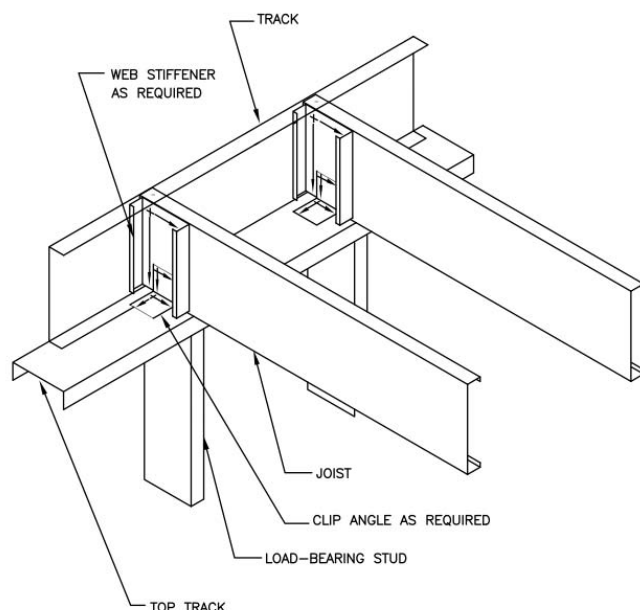


Figura 2.5 - Pormenor do enrijecedor de alma de uma parede estrutural (NASFA, 2000).

2.2.5. Vantagens

Por se tratar de um processo com nível de industrialização muito superior, em comparação com a solução tradicional de betão armado e alvenaria, o LSF apresenta uma série de vantagens, entre as quais se podem citar:

- A redução no prazo de execução da obra, poupando-se em mão-de-obra e investindo-se na qualidade dos materiais (ABCEM, 2004);
- O uso de perfis estruturais em aço sujeitos a um processo de galvanização garante uma elevada proteção contra a corrosão (AISI, 1996);
- A utilização de componentes que possuem um rígido controle de qualidade e se adequam às normas internacionais de desempenho, garantindo a qualidade e durabilidade para o sistema;
- Alto desempenho térmico e acústico;
- Maior precisão na montagem e construção, originando menos manutenção durante a vida útil da construção;
- A redução do desperdício de material devido ao alto grau de industrialização empregue e ao facto de se tratar de um processo construtivo a seco;
- Utilização de materiais recicláveis (aço) e incombustíveis (lã de rocha e gesso) na sua concepção;
- A elevada redundância estrutural, visto que o sistema de transmissão de cargas é constituído por um amplo número de elementos estruturais;
- Simplicidade de conjugação com as restantes especialidades.

2.3. Materiais

Considerando que as propriedades dos materiais têm um papel fundamental no desempenho das estruturas, é da maior importância conhecer as propriedades mecânicas dos elementos do sistema *Light Steel Framing*.

2.3.1. Estruturais

2.3.1.1. Aço

Tendo em conta os materiais e a tecnologia existente hoje em dia na engenharia e na construção civil, o aço destaca-se em várias propriedades que, nas últimas décadas, têm ganho extrema importância. O aço, apesar de não ser proveniente de uma fonte renovável, é reciclável e é considerado um dos materiais mais versáteis do mundo. Um produto que pode ser facilmente reciclado, tem vantagens em relação a um produto que é inicialmente ‘verde’, mas que não pode ser reciclado. Apenas não é reciclado o aço que não é economicamente viável separar de outros materiais (Torgal & Jalali, 2008).

Outras características, como a consistente qualidade do material, a resistência a insectos ou a estabilidade dimensional para vários climas, fazem deste material uma solução de qualidade superior quando comparado com a madeira, vulgarmente usada na construção de edifícios de pequeno porte nos EUA (Yu, 2000). O termo “enformado a frio” é empregue para descrever as peças metálicas que adquiriram a sua forma final após passarem por um processo de moldagem mecânica à temperatura ambiente, contrastando assim com os perfis laminados a quente. Para que se possa moldar ou dobrar sem aquecer a chapa, esta tem de possuir baixa espessura, usualmente entre os 0,3 mm e os 6 mm. As peças são produzidas a partir de chapa de aço galvanizado, por aplicação de forças elevadas ao invés de calor, podendo ser usados diversos processos tais como a prensagem, quinagem ou perfilagem. Por forma a facilitar e minimizar os custos do transporte do material para obra, é possível utilizar máquinas que processam a chapa no local, produzindo o perfil em obra, como apresentado na Figura 2.6.



Figura 2.6 - Produção de perfis em obra (Inoue, 2004).

No sistema LSF os perfis estruturais enformados a frio são fabricados a partir de bobinas de aço de qualidade estrutural revestido a carbono com imersão contínua a quente de zinco, designado na EN1993-1-3 por S220GD+Z, cuja tensão de cedência (f_{yb}) não seja inferior a 220 N/mm². Para os perfis não estruturais é vulgarmente usado um aço macio, também com imersão contínua a quente de zinco, designado na EN1993-1-3 por DX51D+Z, cuja tensão de cedência não seja inferior a 140 N/mm².

Um dos aços mais comumente usados em Portugal é o S280GD+Z, ao qual corresponde uma tensão de cedência de 280 N/mm² e tensão última (f_u) de 360 N/mm². Existem, portanto, características fundamentais que devem estar presentes num aço usado para formar perfis a frio. A ductilidade, que influencia os processos de conformação, é facilmente garantida pela relação entre a tensão de última e a tensão de cedência (f_u/f_{yb}), neste caso concreto, de cerca de 1,285, significativamente acima de 1,1, valor exigido na EN1993-1-1 3.2.2. Este tipo de aço garante, como igualmente exigido na norma supracitada, que a extensão última seja, no mínimo, 15 vezes superior à extensão de cedência.

No que diz respeito às vantagens do aço, quando utilizado em perfis enformados a frio, destacam-se as seguintes (Yu, 2000):

- Elevada relação resistência-peso;
- Facilidade de manuseamento e transporte;
- Processo de fabricação simples, o que permite produção em massa;
- Flexibilidade na conceção arquitetónica;
- Harmonia com os restantes materiais de construção.

Os perfis enformados a frio usados no sistema LSF podem ter variadas formas e dimensões, que, como apresentado na EN1993-1-3, pode variar entre secções simples (*single open sections*), secções compostas abertas e fechadas (*open/closed built-up sections*), ilustradas na Figura 2.7.

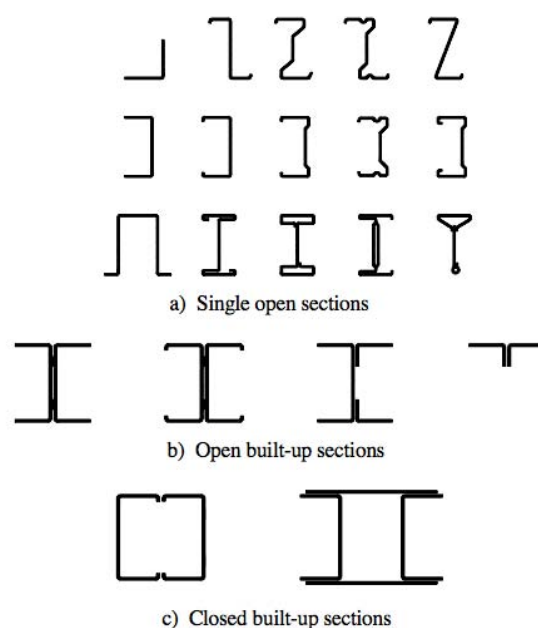


Figura 2.7 - Formas típicas de perfis enformados a frio (EN1993-1-3).

No entanto, à semelhança do que se passa com as secções de aço pesado, existem secções, que pela sua facilidade de processo de fabrico e de integração com a construção e arquitetura, são usados na grande maioria dos casos. Estes perfis, apresentados na Figura 2.8, são o U simples (U), usado como bloqueador e guia e o U enrijecido (Ue ou C), usado como reforço de alma, todos os tipos de montante, viga, verga e ombreira, constituindo o perfil mais vulgar de uma estrutura em LSF. As medidas comerciais destes perfis são bastante diversas, sendo ainda possível o seu fabrico sob consulta. Não obstante, existem 8 perfis principais cujas medidas se apresentam de seguida na Tabela 2.1.

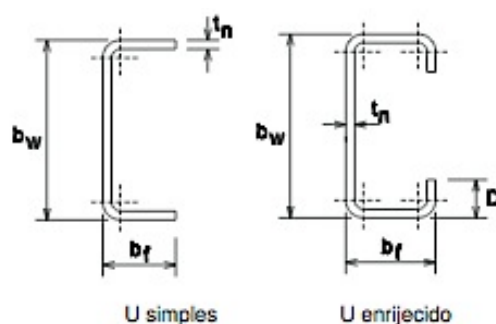


Figura 2.8 - Perfil U simples e U enrijecido (Ue ou C).

Tabela 2.1 - Medidas standard dos perfis tipo U simples e U enrijecido.

Tipo	b_w	b_f	t_n	D
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
C ou Ue	90	43	1,5	15
	150		1,5	
	200		2	
	250		2,5	
U	93		1,5	-
	153		1,5	
	204		2	
	255		2,5	

Quando se trata de usar o aço como elemento estrutural, é necessário tomar medidas adicionais para que sejam garantidos os níveis de durabilidade exigidos no ponto 2.3 da EN1990, que, para uma habitação comum, se trata de um período de vida útil de 50 anos. A vida útil de uma estrutura é o período expectável durante o qual a estrutura satisfaz os requisitos de segurança, funcionalidade e estéticos, sem custos de manutenção não previstos e sem necessidade de reparações. A Tabela 2.2 apresenta as exigências prescritas na norma brasileira em relação ao mínimo revestimento necessário para a utilização de perfis enformados a frio em perfis estruturais e não estruturais.

Tabela 2.2 - Exigências normativas para revestimento metálico dos aços para a fabricação de perfis no LSF (ABNT, 2005).

Tipo de revestimento	Perfis estruturais		Perfis não estruturais	
	Massa mínima revestimento (g/m^2)	Designação revestimento conforme normas	Massa mínima revestimento (g/m^2)	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	180	Z180	100	Z 100
Zincado por eletrodeposição	180	90/90	100	50/50
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150	100	AZ100

No caso do aço, a sua proteção contra a corrosão mede, efetivamente, a durabilidade do mesmo em determinadas condições ambientais. A corrosão, processo espontâneo que promove a deterioração do aço, pode ser definida como o processo de oxidação do aço resultante de reações químicas ou electroquímicas quando submetido à ação climática. Existem diversos processos de corrosão do aço, no entanto, no que diz respeito aos perfis enformados a frio, destacam-se os seguintes três (Gnecco *et al.*, 2003):

- Ataque uniforme: processo corrosivo mais comum, que age na superfície do material e é causado pela exposição da peça à atmosfera;
- Corrosão galvânica: ocorre quando há contacto entre dois metais diferentes imersos num meio condutor;
- Corrosão em fendas: ocorre por acumulação de ambiente corrosivo em depósitos, tais como juntas de superposição, furos, depósito em superfícies, etc.

Visto que as duas últimas formas de ataque referidas são evitáveis no sistema LSF, os esforços concentram-se no ataque uniforme. O processo mais efetivo e económico para proteger o aço da corrosão atmosférica é a galvanização (Lawson *et al.*, 2010). Este processo evita o ataque de duas formas: por meio de uma barreira mecânica exercida pelo revestimento de zinco e através do efeito sacrificial, ou seja, de perda de massa do zinco em relação ao aço-base, denominada proteção catódica. Isto permite que o aço continue protegido, mesmo com o corte das chapas ou riscos no revestimento.

A qualidade e eficácia deste tipo de revestimento está diretamente relacionada com a espessura da camada de zinco aplicada na superfície do aço, que é usualmente medida em peso por área de superfície (g/m^2).

Segundo a publicação *Durability of light steel framing in residential applications* (Lawson *et al.*, 2010), a durabilidade dos revestimentos de zinco, tal como o aço, é função das condições climáticas e da composição da atmosfera a que este está exposto. Para ambientes secos, correspondentes a níveis de exposição muito baixos, estima-se que a perda é de cerca de 0,0001 mm/ano (ou 1,375 g/m^2 /ano). No entanto, estudos realizados especificamente em construções a seco, tal como LSF, permitiram concluir que os níveis de humidade são muitos baixos, levando a que os perfis de aço galvanizado não corram risco significativo de corrosão dentro da vida expectável da estrutura. Foram medidas taxas de 0,3 g/m^2 por ano, tendo sido também constatado que a corrosão diminui com o tempo, visto que a camada de óxido de zinco que se forma à superfície protege o zinco debaixo da mesma.

Para efeitos de dimensionamentos, esta mesma publicação, considera, de forma conservativa, que a evolução da perda de zinco linear e que uma perda de 50% da camada total poderia levar a alguma corrosão na superfície do aço. Visto que os valores resultaram da média de três espécimes, assumiu-se que um nível de probabilidade de 95% corresponde ao dobro da média da taxa de corrosão (Lawson *et al.*, 2010). Tendo todos estes princípios em conta, que tornam o cálculo muito conservador, é possível concluir que um perfil nestas condições, com galvanização Z275, tem uma vida útil de 230 anos. Apesar disso, o revestimento mais comum é a galvanização Z275, ou seja, 275 g/m^2 , o que corresponde a cerca de 20 micrómetros.

2.3.1.2. OSB

O OSB é uma chapa estrutural produzida a partir de filamentos (*strands*) de madeira orientadas em três camadas perpendiculares - o que aumenta a sua resistência mecânica e rigidez - unidas com resinas e prensadas sob altas temperaturas, daí a sua designação *Oriented Strand Board*. A Figura 2.9 exibe a orientação das fibras de madeira nas diferentes camadas de uma placa de OSB.

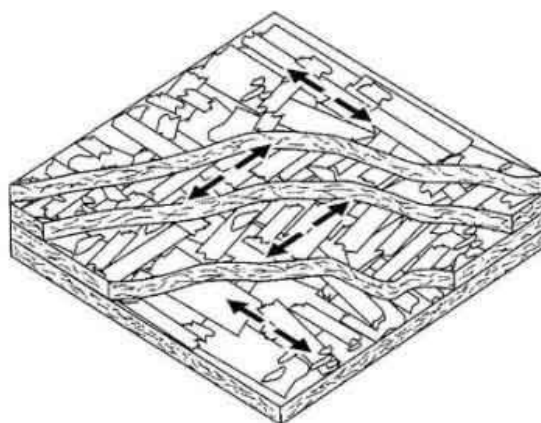


Figura 2.9 - Orientação das fibras de madeira numa placa OSB (Dias et al., 2004).

A madeira usada na produção de OSB provém totalmente de madeiras resinosas, incluindo espécies tais como o choupo, o abeto e o pinheiro, dependendo da disponibilidade local das diversas variedades (Kronoply, 2002).

O processo de fabrico é parte crucial do seu excelente desempenho. Pequenas lamelas, medindo até cerca de 10 cm de comprimento, são secas e misturadas com resina de síntese e cera, adquirindo, assim, resistência à humidade. As lamelas são então dispostas em camadas de diferentes orientações, maximizando a resistência, coesão e estabilidade do painel. O painel resultante deste processo é, por fim, submetido a elevadas condições de pressão e temperatura.

É da maior importância referir que também este material é considerado sustentável e eco-eficiente. Este facto deve-se ao elevado rendimento do procedimento industrial, que garante um aproveitamento de cerca de 90% da matéria prima, ou seja, do tronco da árvore (Kronoply, 2002). Além disso, a casca, a serradura e as farpas são vaporizadas em produção energética ou usadas na produção de painéis de partículas. Adicionalmente, os resíduos de corte e os painéis defeituosos podem ser utilizados em caldeiras de biomassa. Este processo de produção torna o OSB num material verde, exigindo menos energia de fabrico que outros materiais de construção com finalidades semelhantes, numa alternativa mais económica e estável em relação à madeira maciça.

Atualmente, as chapas de OSB primam pela sua versatilidade, podendo ser utilizadas em forros para telhados, bases para paredes e pisos de construções residenciais, empacotamento, armações para mobiliários, tapumes e divisórias, decks e plataformas, entre outros. O OSB é um material com diversas qualidades, além da versatilidade já referida, a alta resistência, baixo peso, fácil manuseio e instalação, sem necessidade de equipamentos específicos.

As dimensões usuais para as chapas de OSB usadas no sistema LSF são 1,2 m de largura, entre 2,4 e 3,0 m de comprimento e com espessuras de 6,0 mm, 9,0 mm, 12,0 mm, 15,0 mm e 18,0 mm. As dimensões das placas são uma das bases para a concepção estrutural do sistema, visto que determinam as distâncias mais eficazes entre perfis, sendo múltiplos de 1,2 m (usualmente 0,4 ou 0,6 m).

Apesar de ser considerado um material estrutural, contribui, também, para o aumento do isolamento térmico e acústico do edifício, servindo de base de fixação para os acabamentos das fachadas.

A norma EN 300 (1997) define cada uma das 4 classes de OSB em função do respectivo ambiente de utilização e das respectivas características mecânicas e propriedades físicas:

- OSB/1 - Placas para usos gerais, incluindo decoração interior e mobiliário, em ambiente seco;
- OSB/2 - Placas para fins estruturais, em ambiente seco;
- OSB/3 - Placas para fins estruturais em ambiente húmido;
- OSB/4 - Placas para fins estruturais especiais em ambiente húmido.

Como referido, o OSB usado no sistema LSF destina-se não só a fins estruturais, mas é também usado como barreira entre o ambiente exterior e interior, separando os perfis do acabamento exterior, recomendando-se assim a utilização das últimas duas classes (OSB/3 e OSB/4), o que corresponde, segundo a EN 335-1 (1992) à Classe de Risco 2 (o elemento estrutural está revestido e protegido das intempéries).

2.3.2. Não Estruturais

2.3.2.1. Lã de rocha

A lã mineral, oriunda de depósitos vulcânicos, era usada pelos povos das ilhas havaianas na cobertura das habitações para as proteger do frio e do calor. A lã de rocha é um tipo de fibra inorgânica, tal como a lã de vidro, mas neste caso elaborada a partir de rochas basálticas e outros minerais. Tem a vantagem de servir ao mesmo tempo de isolamento térmico e acústico,

apresentando-se, basicamente, com as mesmas características que a lã de vidro, mas com o benefício do seu manuseamento não ser perigoso.

A matéria prima, aquecida a cerca de 1600 °C, funde e, sob um processo de centrifugação, é transformada em filamentos. Estas fibras são, seguidamente, aglomeradas com resinas orgânicas e óleos impermeabilizantes resultando numa massa semelhante à lã. Conforme o tratamento final, que determina o grau de compactação, a lã poderá ser flexível ou rígida, e pode ser apresentada em variadas formas, tal como ilustrado na Figura 2.10. Além das suas propriedades térmicas e acústicas, abordadas de seguida, e em conjunto com os restantes materiais na secção 2.4, as suas principais vantagens são o facto de ser incombustível, inodora, de fácil aplicação e imputrescível.



Figura 2.10 - Formatos da lã de rocha.

Pela ordem exposta na Figura 2.10, apresentam-se:

- Painéis rígidos de alta densidade - indicados para proteção ao fogo em estruturas metálicas;
- Flocos amorfos - indicados para sistemas com difícil acesso;
- Mantas leves e flexíveis - indicados para isolamentos termo-acústicos;
- Segmentos rígidos suportados por um laminado de papel *kraft* - indicado para isolamento de superfícies cilíndricas.

A aplicação deste material no sistema LSF é feita colocando mantas ou painéis rígidos (estes últimos normalmente mais adequados nas zonas verticais) no espaço livre entre os perfis e o fechamento vertical (OSB ou gesso cartonado). É muito frequente a utilização de lã de rocha como material de isolamento, em vez de outros materiais como poliestireno expandido ou extrudido, entre estes elementos visto que é usualmente aplicado isolamento exterior (ETICS). Como se verificará posteriormente, tal heterogeneidade de materiais é benéfica em termos de isolamento acústico (Patrício, 2003).

2.3.2.2. ETICS

O isolamento térmico pelo exterior das fachadas dos edifícios tem vindo a implantar-se em Portugal, de forma gradual, sobretudo nas últimas duas décadas, apresentando, nos últimos anos, significativos níveis de crescimento e de interesse por parte do corpo técnico nacional, algo que se deve, também, ao aparecimento e evolução do Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE, 2006). A melhoria da eficiência térmica das fachadas é um tema de crescente importância, dado o aumento da consciencialização e do grau de exigência dos utilizadores, bem como do crescente custo dos recursos energéticos. As exigências sobre a eficácia térmica das fachadas tem aumentado com a revisão do RCCTE, principalmente através da introdução da certificação energética dos edifícios, obrigatória para a obtenção da licença de utilização em edifícios novos, no caso de reabilitações importantes em edifícios existentes e nos atos de locação e venda de fracções de habitação e serviços existentes. Posto isto, soluções como o ETICS, designação europeia que significa *External Thermal Insulation Composite Systems*, assumem particular interesse visto que permitem uma melhoria significativa no comportamento térmico da fachada.

O aparecimento deste sistema de isolamento deveu-se, sobretudo, a razões económicas. Após a segunda guerra mundial, a escassez de combustíveis levou a um crescimento acentuado do seu custo conduzindo à realização de várias investigações que procuravam melhorar o isolamento térmico das habitações (EIMA, 2005). Constatou-se que este seria mais eficaz se aplicado pelo exterior das habitações. Foi, então, desenvolvido um sistema de reboco delgado armado sobre poliestireno expandido por um alemão, Edwin Horbach, que testou variadas composições de reboco, produtos de reforço e materiais de isolamento. O sistema de isolamento começou a ser usado nos anos 50, chegando, no final dos anos 60, aos EUA com algumas alterações, fruto dos diferentes tipos de construção. Atualmente, segundo dados da EIMA (*EIFS Industry Members Association*) (2005), o sistema ETICS é utilizado em cerca de 60% das novas construções na Alemanha e 30% nos EUA.

O esquema dos materiais que constituem o sistema ETICS é algo complexo quando comparado com os revestimentos comuns, requerendo, portanto, conhecimento técnico adequado para a sua correta e eficaz aplicação. O esquema geral do sistema, excluindo os perfis metálicos de suporte e as cantoneiras de ângulo, é o apresentado de seguida na Figura 2.11.

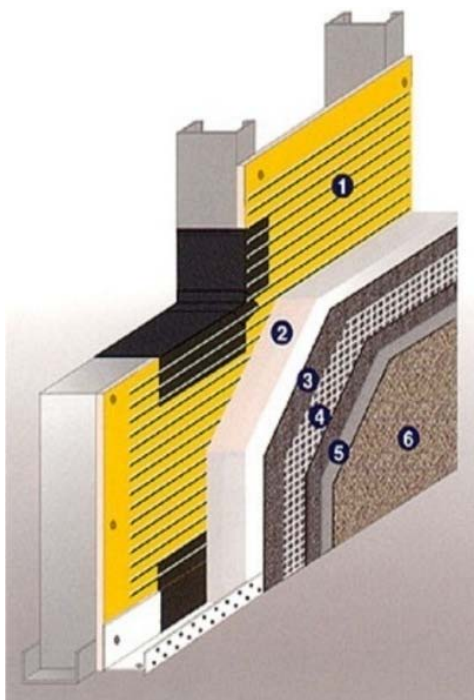


Figura 2.11 - Esquema geral do sistema ETICS (Futureng, 2012).

Legenda da Figura 2.11:

- 1. fixação ao substrato, através de parafusos e/ou de massa adesiva;
- 2. placas de EPS - Poliestireno Expandido, cuja espessura varia conforme a necessidade de proteção térmica;
- 3. rede em fibra que confere resistência mecânica ao revestimento e cuja espessura varia conforme o nível pretendido de resistência ao impacto;
- 4. revestimento base que protege o edifício, garantindo a permeabilidade ao vapor e a impermeabilidade à água;
- 5. primário e regulador de fundo;
- 6. revestimento final de grande elasticidade.

Como referido, o propósito que levou ao desenvolvimento e aplicação deste sistema foi a poupança energética que dele advém, o que se deve fundamentalmente a factores como:

- Redução das pontes térmicas;
- Diminuição do risco de condensações visto que o ponto de orvalho se situa no exterior do edifício;
- Aumento da inércia térmica, visto que as paredes se encontram no interior do isolamento.

Apesar deste último ser o principal objectivo do ETICS, outras vantagens surgem diretamente da sua aplicação. Em paredes de alvenaria, visto ser possível eliminar o duplo pano e a caixa

de ar, alcançam-se paredes com menos espessura, o que se traduz em mais área habitável e redução das cargas de paredes na estrutura. Outra vantagem da utilização de isolamento pelo exterior é a proteção dos restantes elementos da estrutura ao ambiente exterior, ou seja, estes estão sujeitos a menor choque e gradiente térmico. Por fim, é importante realçar que o uso de ETICS no sistema LSF, apesar de ser o mais adequado, recomendado e utilizado, não é obrigatório. Existem soluções alternativas que recorrem ao revestimento das placas de isolamento térmico com cerâmica ou pedra. É também possível usar placas vinílicas, formadas a partir de resina de PVC (policloreto de vinil). Estas são bastante comuns nos EUA, onde são o acabamento exterior de referência em construção residencial de pequeno porte.

2.3.2.3. Gesso laminado

O gesso é, como se sabe, um dos mais antigos materiais de construção que exige transformação no processo de obtenção, tal como a cal e o barro. Existem provas que sustentam que o seu uso remonta há cerca de 8000 anos atrás na forma de reboco na Turquia, e há cerca de 5000 anos no Egito para a fabricação de tijolos e na decoração das pirâmides. Apesar deste início ancestral, apenas no século XVIII, em França, foram desenvolvidos métodos mais eficientes de secagem, passando a ser possível o seu uso de forma generalizada como reboco de madeira tosca.

O gesso cartonado, ou laminado, é fabricado a partir do minério de gesso (gipsita), em duas fases. Numa primeira fase é feita a moagem e calcinação da gipsita, seguindo-se, a conformação dos painéis, agregando à massa de gesso cartões nas duas faces para a composição da placa. Assim é fabricada uma espécie de sanduíche de papel e gesso que, após secagem é cortada numa grande variedade de formatos.

As placas de gesso laminado mais utilizadas possuem dimensões nominais de 1,20 m de largura e entre 2,60 m e 3,00 m de comprimento, com espessuras de 12,5 mm, 15,0 mm ou 18,0 mm, sendo a placa com espessura de 15,0 mm a mais utilizada. Como é possível verificar, as dimensões das placas de gesso cartonado coincidem com as dimensões nominais das placas OSB, facilitando a sua sobreposição e racionalização em obra. Quanto ao tipo de utilização, existem três tipos distintos de placas que diferem conforme os aditivos que recebem. Podem destinar-se a ambientes interiores, ambientes húmidos (casas de banho ou cozinhas) e locais onde é necessária adicional resistência ao fogo.

A aplicação das placas de gesso laminado no sistema é bastante simples, visto que os painéis são fixados mecanicamente na estrutura metálica ou no OSB através de parafusos. Nas juntas é utilizada uma pasta de acabamentos reforçada com uma tira de papel, que, depois de lixada, tornará indistinguível a zona da junta. Nesta fase o gesso cartonado está pronto para a pintura

final ou qualquer outro tipo de material de revestimento que seja escolhido. A simplicidade de aplicação faz deste material uma solução rápida e eficaz com resultados de acabamentos finais muito superiores aos tradicionais de alvenaria. É também de salientar a importância da facilidade de reparação ou acesso à parte interior das placas, sem necessidade de demorados e dispendiosos trabalhos.

As características do gesso cartonado são, tal como os materiais descritos anteriormente, muito relevantes para o desempenho da habitação. As principais propriedades do gesso numa habitação são:

- Higroscopicidade, que possibilita a absorção da humidade em excesso até ao equilíbrio do ambiente, regulando o conforto termo-higrométrico;
- Excelente comportamento termo-acústico, abordado na secção 2.4;
- Hignifoguicidade, visto que é composto por mineral inerte e incombustível, sendo considerado pelas normas como material não inflamável, indicado para elementos corta-fogo;
- Física e quimicamente estáveis, o que garante níveis elevados de durabilidade.

2.4. Fechamento Vertical

Apresentam-se na Figura 2.12 e 2.13 os esquemas correspondentes à parede exterior de alvenaria correntemente usada em Portugal e à parede exterior de *Light Steel Framing*, respectivamente. A primeira é constituída por ETICS, placa OSB, perfil de aço, lã de rocha, placa OSB e placa de gesso. A segunda por reboco, tijolo de 15, caixa de ar, placa de XPS, tijolo de 12 e reboco.

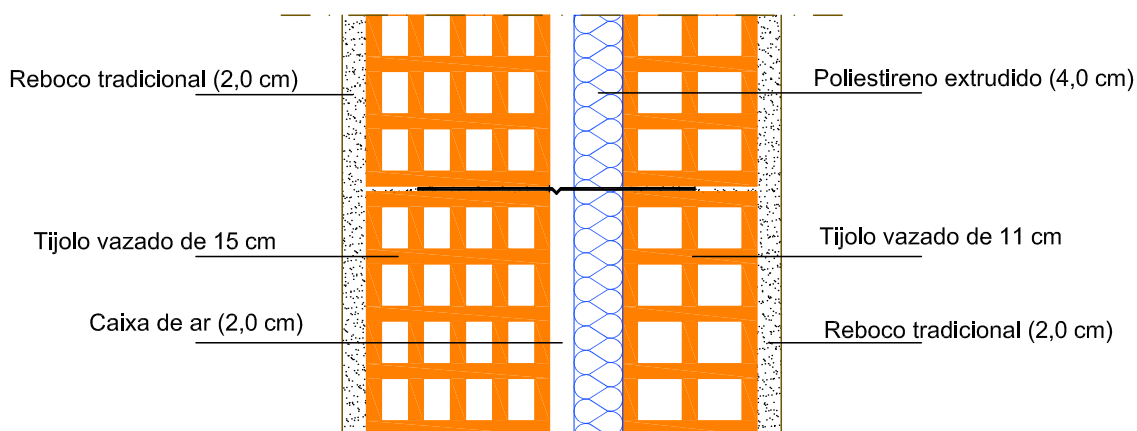


Figura 2.12 - Esquema da parede exterior de alvenaria.

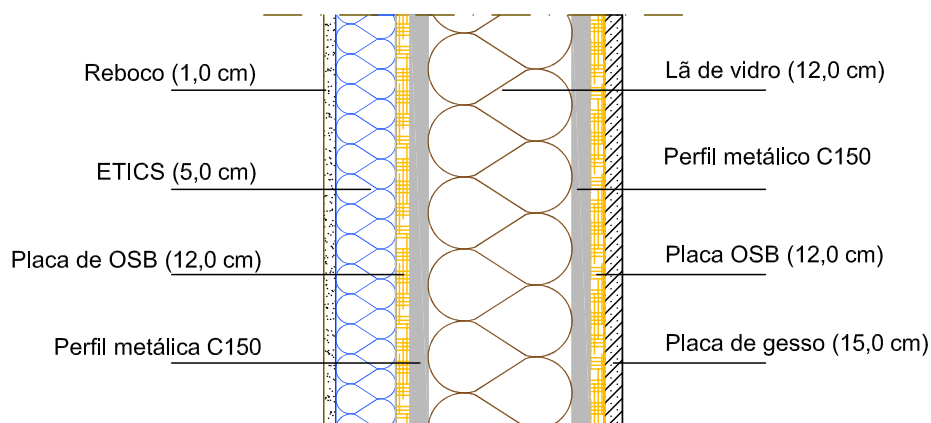


Figura 2.13 - Esquema parede exterior de LSF.

A primeira característica que distingue as duas soluções é o seu peso, designando-se a parede LSF por parede leve e a de alvenaria por parede pesada. Apresenta-se na Tabela 2.3 e na Tabela 2.4 o cálculo do peso da parede leve e pesada, respetivamente. Como é possível verificar, a solução em LSF pesa cerca de 7,5 vezes menos que a solução tradicional, influenciando de forma significativa a carga total na estrutura.

Tabela 2.3 - Cálculo do peso da parede exterior leve.

Material	Espessura	Densidade	Massa/m ²
	(mm)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Gesso laminado	15	1000	15
Placa OSB	12	700	8,4
Lâmina de ar	15	-	-
Lã Mineral	120	135	16,2
Lâmina de ar	15	-	-
Placa OSB	12	700	8,4
ETICS	60	35	2,1
Total	249		50,1

Tabela 2.4 - Cálculo do peso da parede exterior pesada.

Material	Espessura	Densidade	Massa/m ²
	(mm)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Reboco de Argamassa	20	500	10
Alvenaria	110	1400	154
Lâmina de ar	20	-	-
Placa XPS	40	40	1,6
Alvenaria	150	1400	210
Reboco de Argamassa	20	500	10
Total	360		385,6

Igualmente importante é a análise das soluções de paredes interiores. A solução corrente são panos de alvenaria constituídos por tijolo de 11 ou 15 cm com 2 cm de reboco por face, cujo peso por metro quadrado se encontra calculado na Tabela 2.5. A parede interior do sistema LSF pode variar de espessura consoante o perfil utilizado, sendo, no entanto, os mais comumente usados os perfis C70 e C90. Apresenta-se na Tabela 2.6 o cálculo do peso de uma parede interior constituída por perfis C90, uma lâmina de lã de rocha de 40 mm e um painel de gesso laminado em cada face. À semelhança das paredes exteriores, o peso por metro quadrado duma parede leve é cerca de 5 vezes menor que a equivalente em alvenaria.

Tabela 2.5 - Cálculo do peso da parede interior pesada para tijolo de 11 cm e de 15 cm.

Material	Espessura	Densidade	Massa/m ²
	(mm)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Reboco de Argamassa	20	500	10
Alvenaria	110	1400	154
Reboco de Argamassa	20	500	10
Total	150		174

Material	Espessura	Densidade	Massa /m2
	(mm)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Reboco de Argamassa	20	500	10
Alvenaria	150	1400	210
Reboco de Argamassa	20	500	10
Total	190		230

Tabela 2.6 - Cálculo do peso da parede interior leve.

Material	Espessura	Densidade	Massa /m ²
	(mm)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Gesso laminado	15	1000	15
Lâmina de ar	25	-	-
Lã Mineral	40	135	5,4
Lâmina de ar	25	-	-
Gesso laminado	15	1000	15
Total	120		35,4

2.4.1. Térmica

O principal objectivo das paredes exteriores, em conjunto com os pavimentos exteriores e coberturas, consiste em estabelecer uma barreira entre os ambientes exterior e interior, de modo a que o ambiente interior possa ser mantido dentro de determinadas condições de conforto. Tal barreira tem várias exigências: ser estável e durável, atuar como uma barreira para o vento, chuva, radiação solar, calor, ruído, fogo, insectos, animais e até humanos.

Visto que a maior parte da área da envolvente exterior dos edifícios corresponde à área das paredes exteriores, é através destas que se processa a maior parte das trocas térmicas entre os ambientes interior e exterior. Posto isto, o estudo cuidadoso do comportamento térmico das soluções construtivas é fundamental para que se reduza o consumo de energia nas operações de manutenção do conforto térmico, tornando a habitação mais sustentável e eco eficiente (Mateus, 2004).

Por forma a melhor analisar a eficácia térmica da solução usada na tecnologia LSF foram comparados os coeficientes de transmissão térmica das duas soluções acima referidas. Partindo da definição das propriedades físicas e das espessuras dos diversos materiais é obtido o valor de coeficiente de condutibilidade térmica, medido usualmente em $W/m^2 \text{ } ^\circ C$, que traduz a capacidade de isolamento térmico. De notar que, embora a análise deste valor permita a comparação direta dos sistemas, este não tem em conta factores como as pontes térmicas, para o qual seria necessário um exemplo concreto.

A solução construtiva de referência de alvenaria, cujo esquema está representado na Figura 2.12, apresenta um pano exterior em alvenaria de tijolo vazado de 15 cm e um pano interior em alvenaria de tijolo vazado de 11 cm. Os panos encontram-se separados por uma caixa-de-ar com 6 cm de espessura, parcialmente preenchida com isolante térmico em placas de poliestireno extrudido, com 4 cm de espessura e fixo ao pano interior. Os panos, interior e exterior, encontram-se revestidos com reboco tradicional com espessura de 2,0 cm.

Esta solução apresenta uma espessura total de 360 mm (340 mm mais uma caixa de ar de 20 mm) e resulta num coeficiente de condutibilidade térmica (U), apresentado na Tabela 2.7, de cerca de $0,51 \text{ } W/m^2 \text{ } ^\circ C$, visto que: $U=1/RT_{total}$. É importante, no entanto, referir que este valor varia significativamente com a espessura de placa isolante usada, sendo que o valor de U desce para cerca de $0,40 \text{ } W/m^2 \text{ } ^\circ C$ para uma espessura de 60 mm de XPS (*Extruded polystyrene*), algo pouco comum em Portugal (Mateus, 2004).

Tabela 2.7 - Cálculo da condutibilidade térmica da solução de alvenaria.

Material	Condutibilidade térmica	Espessura	Resistência térmica
	$\lambda \text{ (} W/m \text{ } ^\circ C \text{)}$	$e \text{ (mm)}$	$RT \text{ (} m^2 \text{ } ^\circ C/W \text{)}$
Reboco	1,15	20	0,02
Tijolo 15	0,36	150	0,42
Poliestireno extrudido	0,033	40	1,21
Tijolo 11	0,38	110	0,29
Reboco	1,15	20	0,02
Total	-	340	1,95

A solução construtiva usada, em geral, no sistema LSF é constituída por todos os materiais anteriormente apresentados. Apresenta isolamento exterior ETICS com 60 mm, seguido de uma placa OSB de 12 mm fixa mecanicamente à estrutura leve de aço. Na cavidade da estrutura de aço, com perfis, em geral, de 150 mm, encontram-se 120 mm de lã de rocha, seguidos de outra placa OSB de 12 mm e uma placa de gesso laminado. Como todos os materiais intervenientes, exceto o aço, têm boas propriedades térmicas, o resultado é uma parede altamente competente e com uma performance térmica muito acima do normal.

Esta solução apresenta uma espessura final de cerca de 249 mm (209 mm + 10 mm de reboco armado de ETICS + 30 mm não preenchidos de lã mineral), menos 140 mm que a solução anterior o que, tendo em conta a extensão total de paredes exterior de um edifício, constitui área útil não desprezável. O coeficiente de condutibilidade térmica, calculado a partir da Tabela 2.8, é de aproximadamente $0,23 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$, significativamente inferior à solução de duplo pano de alvenaria, mesmo se considerada a solução com 60mm de XPS.

Tabela 2.8 - Cálculo da condutibilidade térmica da solução de LSF.

Material	Condutibilidade térmica	Espessura	Resistência térmica
	$\lambda \text{ (W/m } ^\circ\text{C)}$	$e \text{ (mm)}$	$RT \text{ (m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W)}$
ETICS	0,034	50	1,47
OSB	0,12	12	0,10
Lã de vidro	0,045	120	2,67
OSB	0,12	12	0,10
Gesso laminado	0,19	15	0,08
Total	-	209	4,42

Embora de menor importância, a inércia térmica é, também, um factor a ter em conta. Segundo o RCCTE (Regulamento das Características do Comportamento Térmico dos Edifícios), a inércia térmica interior de uma fracção autónoma é função da capacidade térmica (ou capacidade de armazenamento e de restituição de calor) que os locais apresentam e depende da massa superficial útil por unidade de área útil de pavimento. A inércia térmica é, portanto, a capacidade de acumular calor nos elementos construtivos, influenciando o comportamento térmico do edifício tanto no Inverno, determinando a capacidade de utilização dos ganhos solares, como no Verão, influenciando a capacidade do edifício neutralizar os picos de temperatura.

O RCCTE define três classes de inércia, sendo elas: forte, média e fraca. A solução tradicional de alvenaria situa-se na classe de inércia forte e, em geral, o sistema LSF na classe de inércia fraca. Tal deve-se ao facto da inércia térmica depender diretamente da massa dos elementos construtivos que se situam do isolamento térmico para o interior do edifício e a solução em LSF utiliza apenas elementos de pouca massa. No entanto, a única diferença imposta no RCCTE é

a redução dos ganhos térmicos úteis em cerca de 15 a 20% em relação à classe de inércia forte, como é possível constatar na Figura 2.14. Isto significa que uma habitação com inércia forte retém mais (entre 15 a 20%) calor.

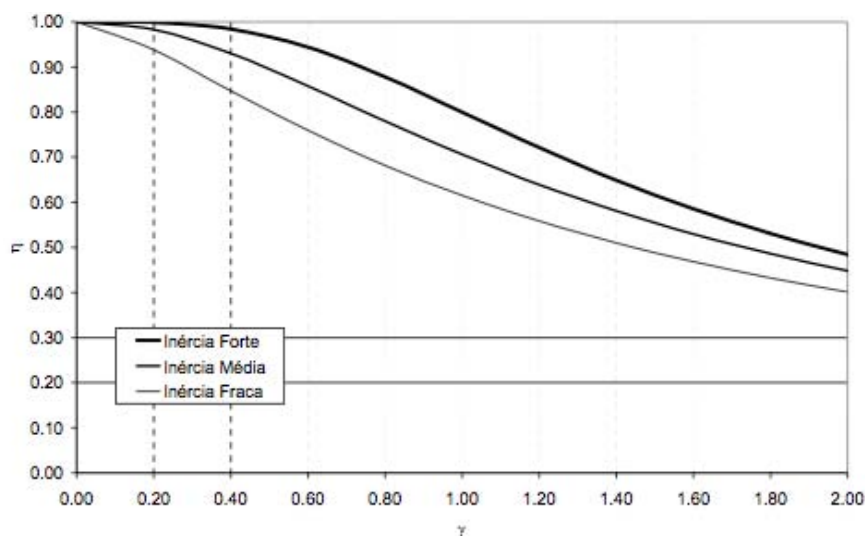


Figura 2.14 - Fator de utilização dos ganhos térmicos, η , em função do parâmetro γ e da classe de inércia térmica interior (RCCTE, 2006).

Apesar de existirem menos ganhos totais, tal facto é largamente compensado pela redução das necessidades brutas de aquecimento dado que o isolamento térmico é muito superior. Um outro aspecto importante é a adaptação das necessidades térmicas à utilização da habitação, ou seja, a capacidade de rapidamente aquecer ou arrefecer a habitação em função da sua utilização. Tal só é conseguido com uma inércia fraca com perdas de energia muito baixas para o exterior, tal como acontece no sistema LSF, conseguindo, assim, tornar o aquecimento/arrefecimento do edifício mais eficaz e menos oneroso.

Por último é necessário ter em conta o efeito das pontes térmicas. Estas designam qualquer zona da envolvente exterior do edifício em que a resistência térmica é consideravelmente alterada em relação à zona corrente. Na solução tradicional de alvenaria existem diversas zonas em que o isolamento térmico ou o duplo pano é interrompido, criando zonas de maior condutibilidade térmica, o que resulta na redução do coeficiente de transmissão térmica calculado anteriormente. No sistema LSF, mesmo não considerando o efeito do ETICS, que isola completamente o edifício eliminando qualquer ponte térmica, apenas os perfis de aço interrompem a camada de lã de rocha. Visto que os perfis são extremamente finos, cerca de 1,5 mm, e estão ainda revestidos pelo OSB, o efeito das pontes térmicas pode considerar-se muito reduzido ou mesmo suprimido neste tipo de estrutura.

2.4.2. Acústica

Para uma correta análise da performance acústica de um edifício é necessário, não só analisar as paredes exteriores e as suas características acústicas, mas também conhecer simplificadaamente como se dá a propagação do som.

O som é o resultado de uma vibração provocada por uma variação de pressão em relação à pressão atmosférica, propagando-se no meio através da vibração das partículas em torno de uma posição de equilíbrio. Como se trata duma variação de pressões, a medida base de intensidade do som é a pressão sonora. No entanto, visto que esta escala é demasiadamente ampla, podendo variar entre 20 μPa (limiar da audição humana) e os $10 \times 10^7 \mu\text{Pa}$ (máximo suportado pelo ouvido humano), foi adoptada uma escala logarítmica tal que:

$$L_p = 20 \log_{10} \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (2.1)$$

Em que,

- L_p – nível de pressão sonora (dB);
- P – valor medido (Pa);
- p_0 – valor de referência da pressão sonora (2×10^{-5} Pa).

Esta escala logarítmica mede níveis de pressão sonora em decibéis (dB), variando, para um intervalo correspondente ao supracitado, entre 0 dB e 140 dB, correspondendo aos seguintes níveis sonoros (Brüel & Kjær, 1982):

- 0 dB – limiar de audibilidade;
- 15 dB – sussurro;
- 20 dB – tic-tac dum relógio;
- 50 dB – rua tranquila;
- 60 dB – conversação normal;
- 80 dB – início da faixa insalubre (doentio);
- 100 dB – Sensação de dor;
- 140 dB – máximo suportado pelo ouvido humano.

O facto de se tratar duma escala logarítmica influencia a comparação e análise dos dados relativos à performance acústica. Por forma a melhor entender este conceito e de que forma este se traduz na melhoria do isolamento acústico, apresentam-se na Tabela 2.9 algumas relações entre o incremento de nível acústico e o seu efeito.

Tabela 2.9 - Efeitos do incremento do isolamento acústico (Almeida & Silvar, 2007).

Incremento positivo do isolamento acústico	Resultado
1 dB	Ligeiramente perceptível
3 dB	Perceptível
5 dB	Melhoria considerável
10 dB	Redução do som para metade

O coeficiente de isolamento sonoro aos sons de condução aérea mede-se através do índice de isolamento sonoro aos sons aéreos estimado (R_w), em decibéis (dB). Para a sua determinação existem, basicamente, dois métodos. O método analítico baseia-se na aplicação da Lei da Massa, na qual é relacionada a massa da parede com o seu isolamento acústico. Este método é extremamente limitado, pois não é aplicável a paredes multicamadas pesadas ou a paredes leves, visto que, na realidade, o índice de isolamento sonoro é função de (Patrício, 2003):

- Natureza e massa superficial de cada pano;
- Espessura da caixa ou caixas de ar entre panos;
- Natureza, espessura e massa volúmica do material que preenche a caixa de ar;
- Estrutura de ligação dos vários panos entre si e à estrutura do edifício.

Posto isto, verifica-se que na grande maioria dos casos a lei da massa não é aplicável, sendo necessário recorrer a testes de laboratório para aferir o índice de isolamento sonoro específico de cada configuração de parede. Mais recentemente é já possível recorrer a software informático que permite a simulação das várias características acima descritas, bem como de configurações estruturais mais complexas, compreendendo mais elementos da edificação.

O índice de isolamento sonoro de ambas as paredes exteriores, apresentadas como representativas das soluções típicas de alvenaria e do sistema LSF, determinado em testes de laboratório é de seguida apresentado. No entanto, é importante referir que as soluções apresentadas não correspondem totalmente às consideradas anteriormente. A parede exterior de dois panos, ilustrada na Figura 2.15, com uma placa de poliestireno expandido de apenas 2 cm, em vez dos 4 cm considerados, apresenta um índice de isolamento de 51 dB. A parede exterior leve, apresentada na Figura 2.16, com um revestimento de ETICS de apenas 2 cm tem o mesmo valor de índice de isolamento de 51 dB (Mateus, 2004).

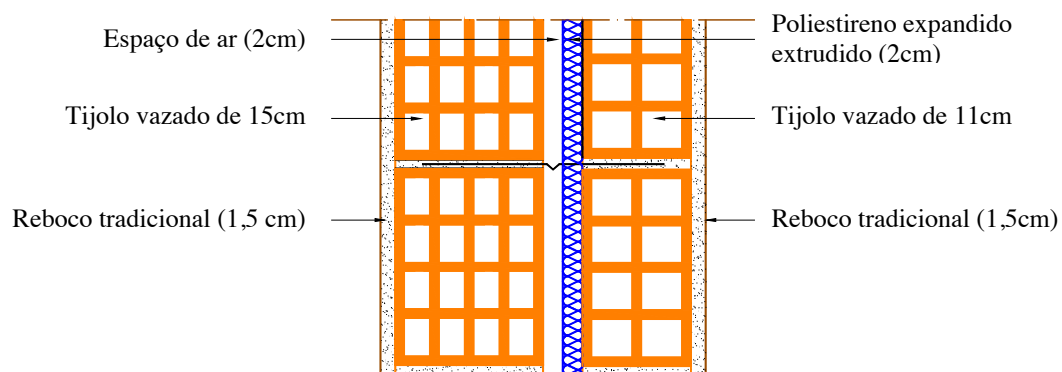


Figura 2.15 - Parede exterior de alvenaria (Mateus, 2004).

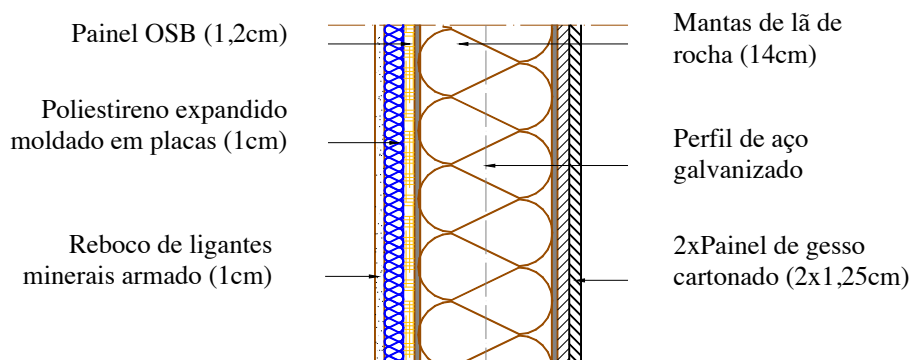


Figura 2.16 - Parede exterior de LSF (Mateus, 2004).

De notar, no entanto, que a da parede exterior de LSF pode, se necessário, ser melhorada, existindo uma grande variedade de soluções que consiste na colocação de mais painéis de gesso, como ilustrado na Figura 2.17 (esquerda), ou separação dos perfis, criando uma parede dupla, como apresentado na Figura 2.17 (direita). A primeira solução atinge valores de isolamento acústico na ordem dos 55 dB e a segunda solução 60 dB (Knauf, 2011).

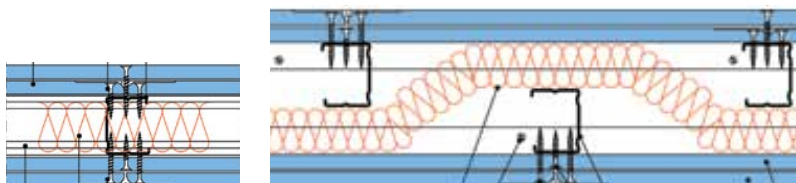


Figura 2.17 - Soluções alternativas: aumento placas de gesso (esquerda) e separação dos perfis (direita) (Knauf, 2011).

2.4.3. Resistência ao fogo

Para se verificar a segurança estrutural dos elementos de aço de uma edificação, em situação de incêndio, é necessário conhecer a exigência de resistência do fogo para cada tipo de elemento (vigas, pilares e lajes) conforme a legislação nacional atual.

Considerando que os edifícios construídos com o sistema LSF fazem parte das utilizações-tipo I, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX e X definidas na EN1991-1-2, e que se situam na categoria de risco 1 (correspondente, para edifícios habitacionais, altura inferior a 9 m e máximo de 1 caves) ou 2 (correspondente, para edifícios habitacionais, altura inferior a 28 m e máximo de 3 caves), conclui-se que:

- Para elementos estruturais com função apenas de suporte é exigida uma resistência ao fogo de 30 minutos (R30) para categoria de risco 1 e 60 minutos (R60) para categoria de risco 2;
- Para elementos estruturais com função de suporte e compartimentação é exigido que elemento mantenha a resistência, estanqueidade e isolamento térmico durante 30 minutos (REI30) para categoria de risco 1 e 60 minutos (REI60) para categoria de risco 2.

Devido à utilização de gesso laminado em ambas as faces das paredes interiores e numa das faces das paredes exteriores, ambas têm um tempo de resistência ao fogo avaliado em 60 minutos (Gypsum Association, 2009). No entanto, tal valor ascende a 120 minutos se usadas duas placas de gesso por face, o que, se necessário, pode facilmente ser executado, aumentando também, como visto anteriormente, a performance acústica. Esta solução é especialmente interessante para ser executada como parede entre-fogos, garantindo um melhor nível de isolamento acústico e resistência ao fogo.

2.4.4. Sustentabilidade

Outro factor importante é, como já referido anteriormente, a vertente sustentável do sistema LSF. As características que mais contribuem para que a solução construtiva parede com estrutura metálica leve seja a mais sustentável são:

- a baixa massa;
- utilização de materiais recicláveis ou eco-eficientes;
- a baixa espessura;
- excelente desempenho térmico.

No entanto, este apresenta um custo de construção superior ao custo da solução de alvenaria. Apesar disso, numa análise económica global, que aborde as diversas fases do ciclo de vida de um edifício, esta diferença poderá vir a ser atenuada, devido principalmente aos seguintes factores (Mendonça, 2005):

- a menor massa permite importantes poupanças ao nível das fundações, transporte e manuseamento em obra;
- a menor espessura permite a optimização do transporte;
- o superior isolamento térmico, potencia a diminuição do consumo de energia convencional necessário à manutenção da temperatura interior dentro de valores confortáveis;
- Os materiais utilizados são recicláveis ou eco-eficientes, contribuindo para a sustentabilidade do edifício bem como o seu valor de mercado finda a sua vida útil, dado que o processo de desconstrução é simples.

2.5. Fundações

2.5.1. Conceitos gerais

Atualmente, a procura de melhores eficiências energéticas e conforto superior leva a maiores exigências na construção das fundações, nomeadamente no seu isolamento. Apesar do aumento do custo inicial, o isolamento cuidadoso das fundações contribui para a redução do consumo de energia e custos de manutenção futuros relativos a problemas de infiltração e humidade.

No sistema LSF existe uma vantagem evidente, já referida, quanto às fundações. Visto que o seu peso é substancialmente inferior ao de um edifício comum, as suas fundações são menos solicitadas, tornando-as mais económicas.

Dadas as suas características de peso próprio, existem, essencialmente, dois tipos de fundações usadas neste método construtivo (Scharff, 1996):

- Ensoleiramento geral: é o tipo de fundação mais simples e rápido de executar, porque exige menor movimentação do terreno e menos mão de obra de cofragem;
- Sapata corrida: consiste em muros de fundação elevados para suportar o piso térreo sobre o terreno.

2.5.2. Ensoleiramento geral

Os componentes estruturais fundamentais numa fundação em ensoleiramento geral são a laje e as vigas necessárias para aumentar a rigidez no plano da laje, geralmente no seu contorno e nos alinhamentos das restantes paredes estruturais, como ilustrado na Figura 2.18.

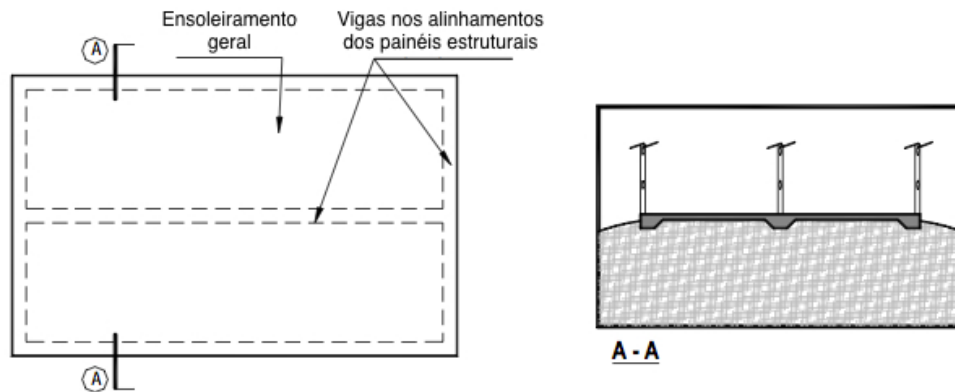


Figura 2.18 – Planta e corte da solução de ensoleiramento geral (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

Uma das vantagens face a outro tipo de fundações é a eliminação de um piso de LSF, ou seja, a laje de fundação é usada como piso térreo. Posto isto, é da maior importância o correto isolamento da laje, apresentado na Figura 2.19, por não haver outra barreira interior. Outro aspecto importante é a correta posição inicial das instalações sanitárias e elétricas, dado que se executam previamente à betonagem.

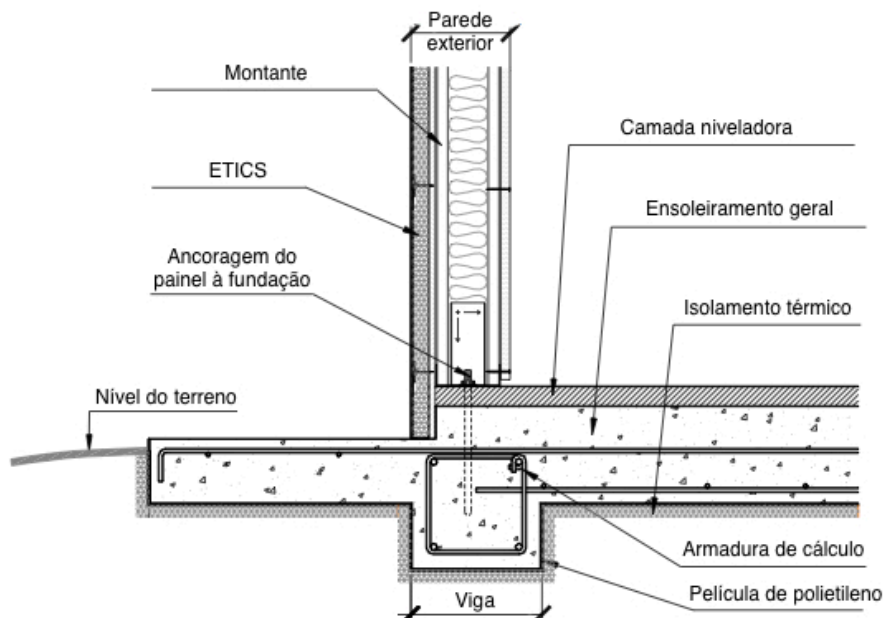


Figura 2.19 – Pormenorização da solução com ensoleiramento geral (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.5.3. Sapata corrida

Os componentes estruturais fundamentais de uma sapata corrida são o muro de fundação e a base da sapata em si. Os muros que se encontrem na periferia do edifício devem resistir às cargas laterais do terreno e às cargas verticais da estrutura superior, enquanto os muros interiores apenas têm de resistir às cargas verticais. A disposição em planta e em corte apresenta-se esquematicamente na Figura 2.20.

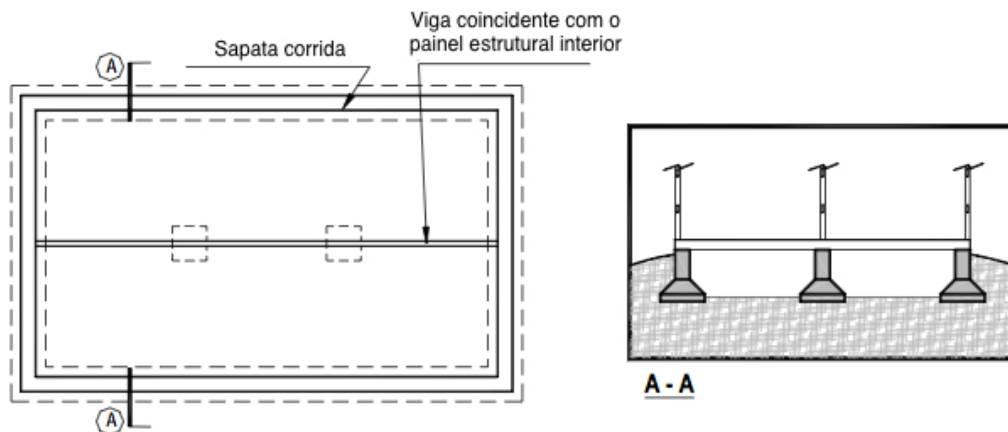


Figura 2.20 - Planta e corte da solução de sapata corrida (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

A principal vantagem deste tipo de fundação é a possibilidade de permitir a circulação de ar debaixo do edifício (Davies, 1998). Desta forma, o espaço ventilado que circunda a sapata contribui para um melhor isolamento do edifício, separando-o do contacto direto com o solo, como é possível observar na Figura 2.21. O espaço deixado entre o solo e as vigas do piso deve ser suficiente para permitir o acesso a todas as áreas, podendo ser utilizado para a passagem das instalações. É também recomendado um bom sistema de drenagem subterrâneo, dando alguma pendente ao terreno e utilizando ligações à rede pluvial (ConsulSteel, 2002).

Apesar de não ser necessário utilizar isolamento térmico diretamente na fundação, pois existe um espaço ventilado e o piso é, também, constituído por materiais de isolamento, esta solução revela-se mais onerosa, porque exige maior movimentação de terras, maior trabalho de cofragem e ainda a construção de um piso em LSF sobre a estrutura de betão armado.

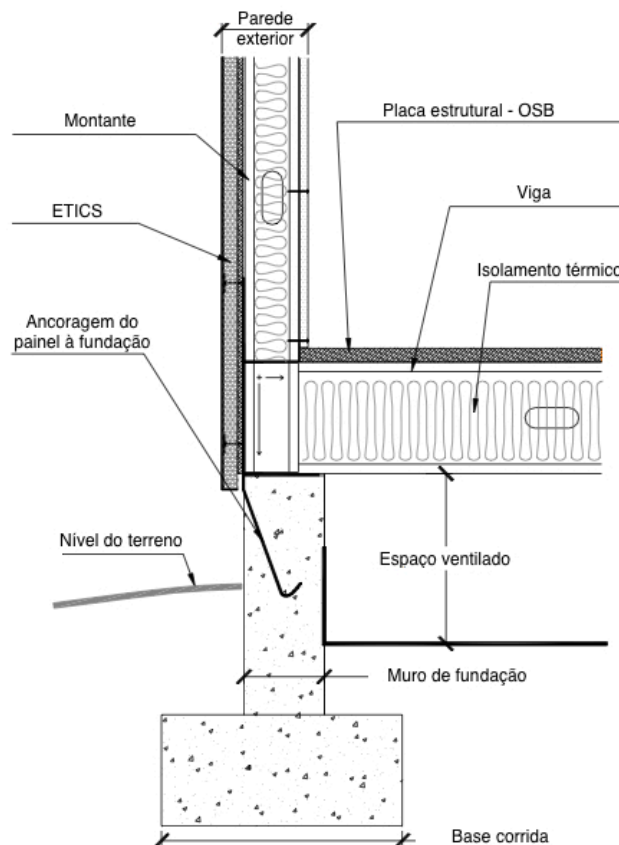


Figura 2.21 – Pormenorização da solução com sapata corrida (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.6. Paredes

2.6.1. Conceitos gerais

O conceito principal das estruturas em *Light Steel Framing* é, como referido anteriormente, dividir a estrutura numa grande quantidade de elementos estruturais, de forma a que cada um resista apenas a uma porção da carga total. Com este critério, é possível utilizar elementos mais esbeltos, mais leves e fáceis de manusear.

A separação dos montantes adoptada estará diretamente relacionada com as solicitações a que cada perfil está submetido. No entanto, em muitos casos, a modulação depende basicamente das dimensões das placas interiores e exteriores a utilizar, devido à necessidade de as fixar à estrutura, resultando em espaçamentos de 40 ou 60 cm. Se as solicitações aumentarem é sempre possível manter o espaçamento e utilizar perfis compostos.

2.6.2. Elementos básicos

Os dois elementos principais que constituem as paredes são:

- Montantes (perfis C dispostos de forma vertical entre a guia inferior e superior) – identificado pela letra A na Figura 2.22;
- Guias (perfil U que une os montantes nos seus extremos) – identificado pela letra B na Figura 2.22.

A configuração final de uma parede dependerá de cada projeto de arquitetura e de cada situação específica dentro do mesmo. Portanto, num mesmo projeto, existirão diversos tipos de paredes, com diferentes larguras, alturas e espaçamento entre perfis.

De salientar o facto de que a ligação guia-montante não garante qualquer encastramento, sendo considerada rotulada para efeitos de cálculo, exigindo a adoção de sistemas de contraventamento, como analisado na secção 2.9.

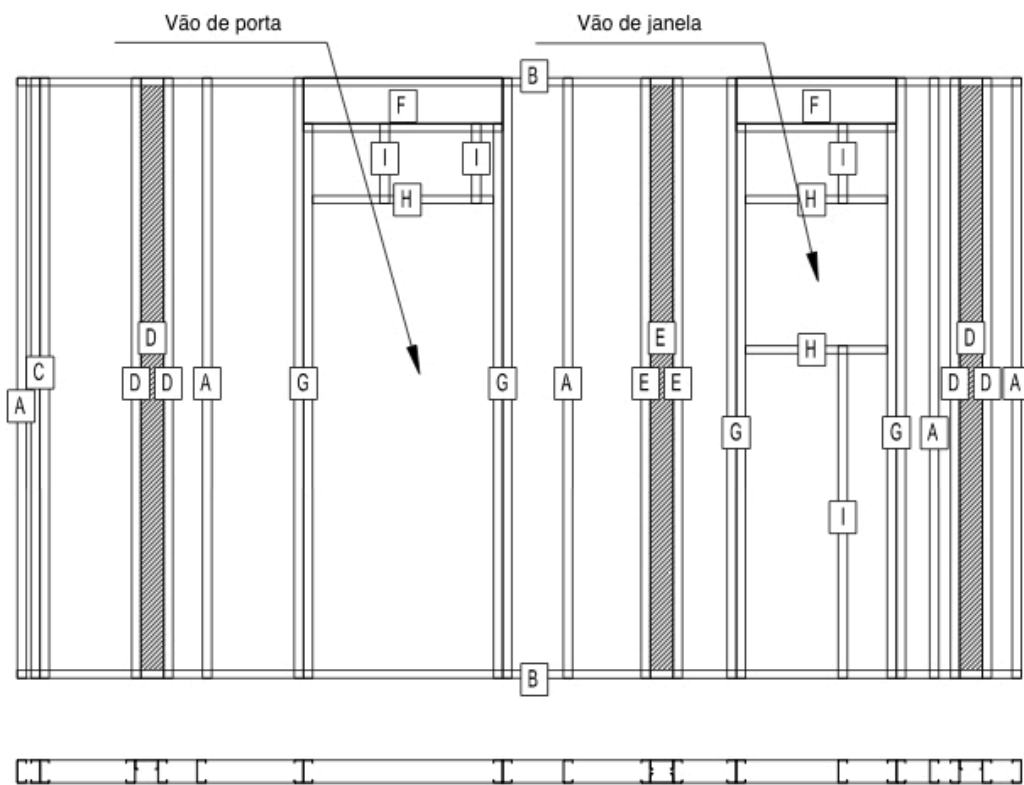


Figura 2.22 - Alçado e planta geral de um painel estrutural em LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.6.3. Encontros

A construção de um painel implica a utilização de perfis de secção simples e composta, necessários para resolver a união entre painéis. Tais peças são formadas a partir da junção de montantes simples, ligados por parafusos.

A utilização de perfis adicionais, indispensáveis apenas por razões construtivas, origina zonas de resistência adicional na estrutura, tornando a estrutura mais redundante. Existem, portanto, três tipos de secções compostas, cujas disposições construtivas se apresentam de seguida (Crasto, 2005):

- Duplo (dois montantes unidos pela alma). O uso mais frequente desta peça é a materialização do encontro de esquina entre dois painéis de parede (Figura 2.23) e como reforço de vãos – identificado pela letra C na Figura 2.22;

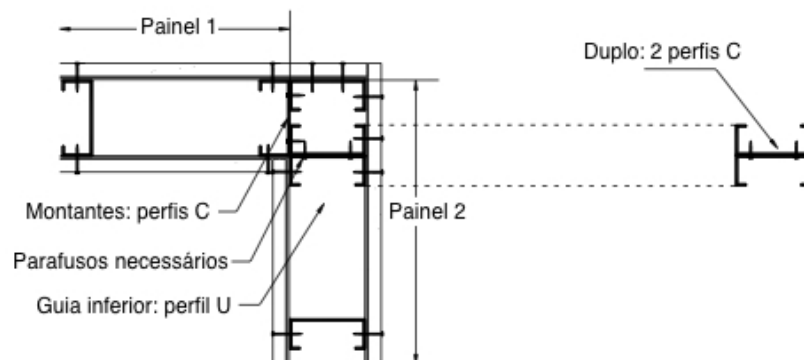


Figura 2.23 - Pormenorização do encontro de dois painéis (Adaptado de Crasto, 2005).

- Triplo (composto por três montantes, um deles perpendicular aos outros dois). Desta forma, a superfície da alma do perfil rodado permite a ligação ao montante inicial da união em T (Figura 2.24) – identificado pela letra D na Figura 2.22;

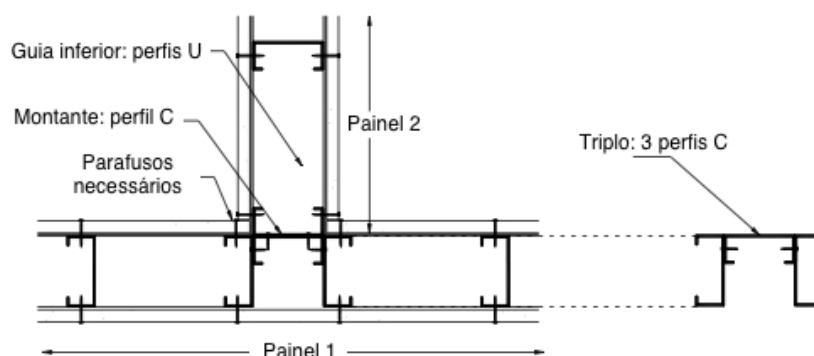


Figura 2.24 - Pormenorização do encontro de três painéis (Adaptado de Crasto, 2005).

- Quádruplo (composto por quatro montantes, dois deles perpendiculares). Esta disposição, apresentada na Figura 2.25, permite um encontro em cruz entre dois painéis – identificado pela letra E na Figura 2.22.

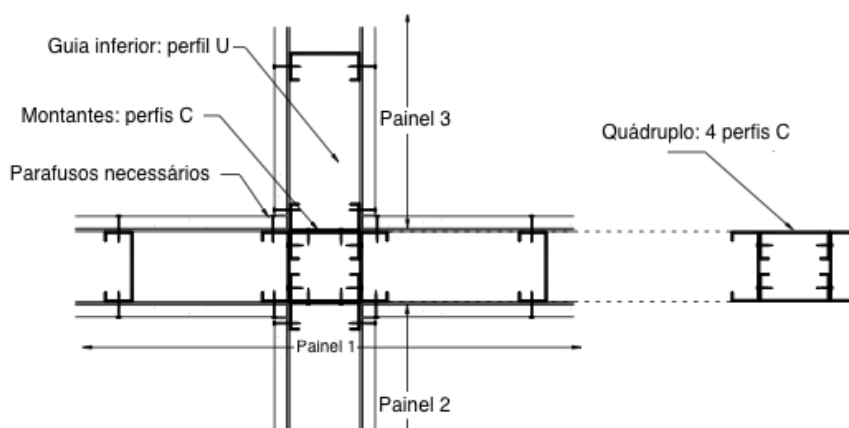


Figura 2.25 - Pormenorização do encontro de quatro painéis (Adaptado de Crasto, 2005).

2.6.4. Vãos

Sempre que existe uma abertura num painel de parede, em geral para janelas ou portas, é necessário adoptar uma estrutura que redirecione as cargas para os montantes adjacentes, como exemplificado na Figura 2.26.

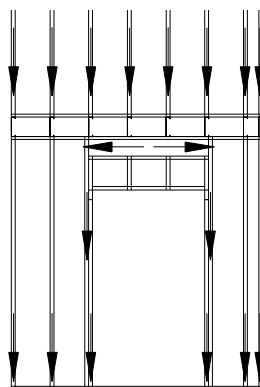


Figura 2.26 – Caminho das cargas num vão do Sistema LSF (Rodrigues, 2006).

As principais peças utilizadas para este efeito são:

- Lintel (perfil disposto na horizontal sobre o vão de forma a desviar as cargas verticais para os montantes confinantes) – identificado pela letra F na Figura 2.22;
- Montante auxiliar ou *king* (perfil utilizado como apoio do lintel e que delimita lateralmente o vão) – identificado pela letra G na Figura 2.22;
- Verga ou *header* (perfil utilizado horizontalmente sobre as aberturas) – identificado pela letra H na Figura 2.22;
- Montante de ligação ou *cripple stud* (perfil utilizado verticalmente acima e abaixo das aberturas) – identificado pela letra I na Figura 2.22.

Tal configuração é apenas utilizada para painéis estruturais, visto que num painel de parede sem função estrutural não existe carga para redirecionar.

Como referido anteriormente, o montante auxiliar (*king stud*) é composto por um montante e uma ou mais ombreiras (*jack stud*). O número de ombreiras, tal como o número de montantes de ligação, deve ser determinado através do cálculo estrutural. Uma aproximação pode ser considerada, estabelecendo que o número de ombreiras, de cada lado da abertura, é igual ao número de montantes interrompidos pela abertura (se o número for ímpar somar-se-á um) a dividir por dois (Crasto, 2005), conforme apresentado na Figura 2.27. Conforme o número de *jack studs* utilizadas, o montante denomina-se *king*, *double king* ou *triple king*, como ilustrado na Figura 2.28.

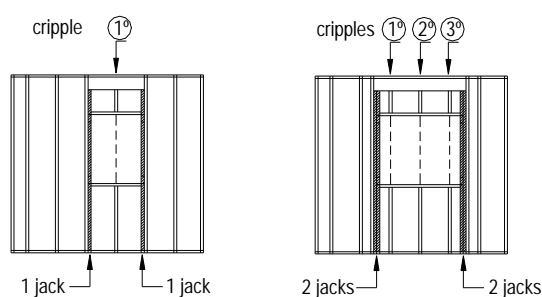


Figura 2.27 - Disposição dos montantes auxiliares em função da largura do vão (Adaptado de ConsulSteel, 2002)

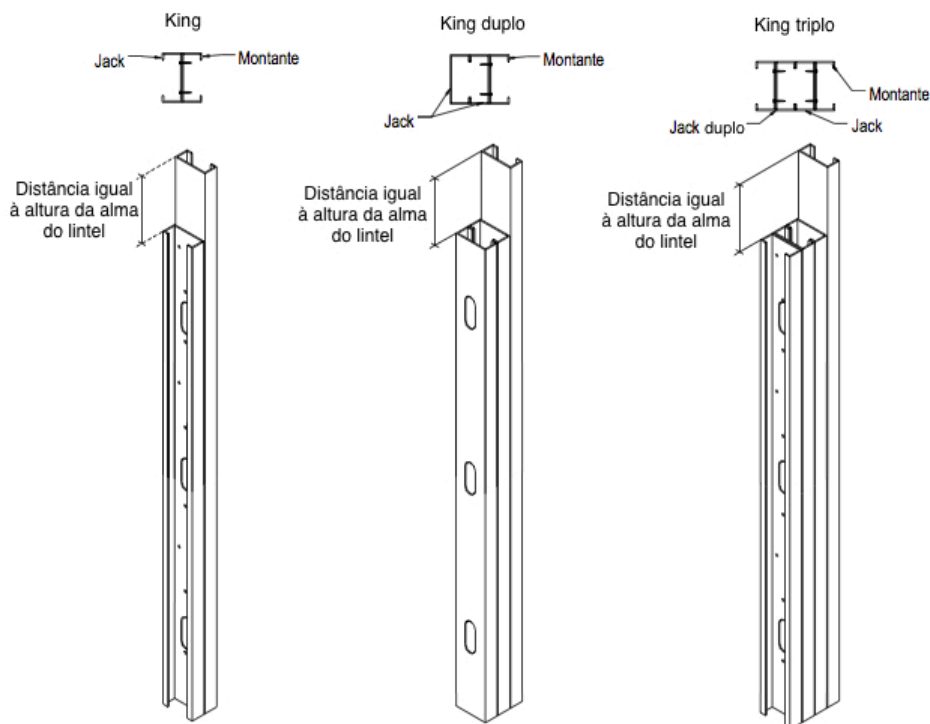


Figura 2.28 - Pormenorização dos montantes auxiliares (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.7. Piso

2.7.1. Conceitos gerais

Partindo do mesmo pressuposto que define os painéis, o conceito da estrutura de entrepiso resulta em dividir a estrutura numa grande quantidade de elementos estruturais equidistantes (vigas), de maneira a que cada um resista a uma porção da carga total. Para beneficiar do conceito de estrutura alinhada, *in line framing*, as almas das vigas devem coincidir com as almas dos montantes, como ilustrado na Figura 2.29. Por esta razão, o espaçamento adotado entre os perfis é, sempre que possível, constante em toda a estrutura.

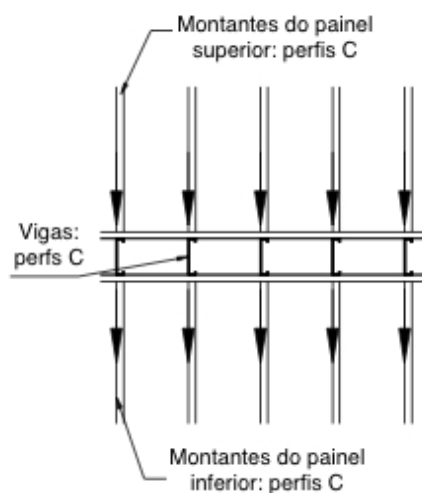


Figura 2.29 - Configuração *in line framing* (Adaptado de Freitas; Castro, 2006).

2.7.2. Elementos básicos

Apresenta-se, de seguida, na Figura 2.30, um exemplo da planta de um piso projetado em LSF. Por forma a tornar este exemplo mais ilustrativo, este contempla dois tipos de consola, uma abertura e um painel estrutural interior.

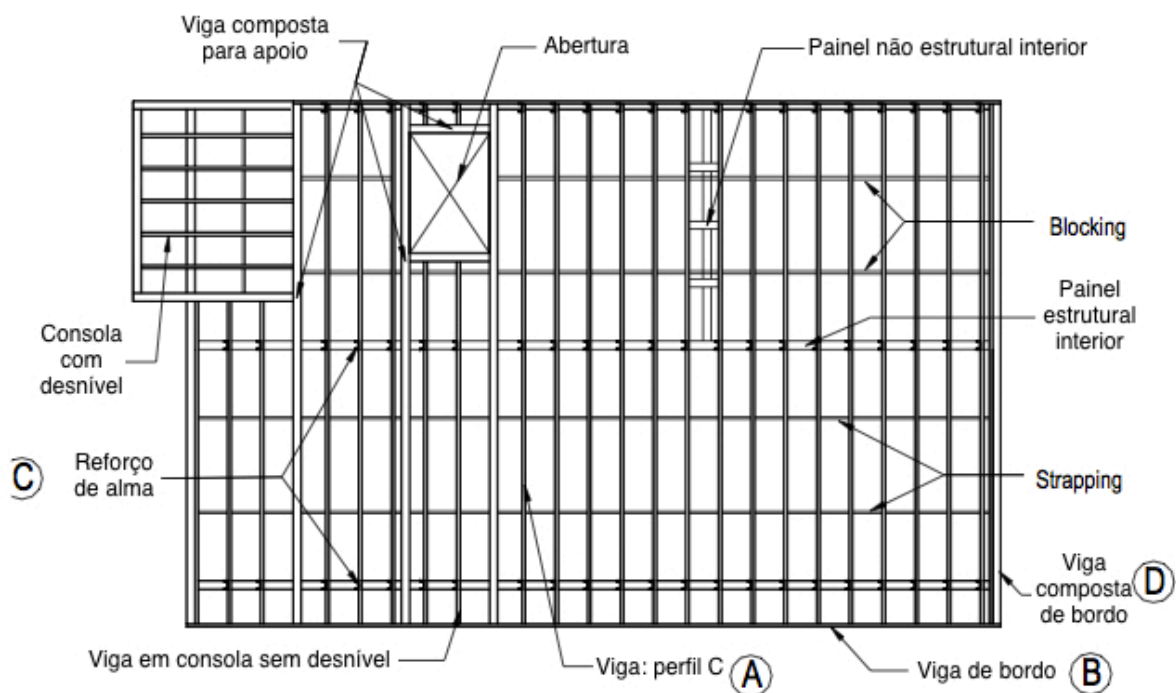


Figura 2.30 - Planta dos elementos principais do piso em LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

Os elementos principais que constituem a estrutura do piso são (Rodrigues, 2006):

- Viga (perfil C disposto na horizontal) – identificado pela letra A na Figura 2.30;
- Guia (perfil U que une as vigas nos seus extremos) – identificado pela letra B na Figura 2.30;
- Reforço de alma (recorte de perfil C disposto na vertical com a sua alma ligada à alma da viga, evitando que esta encurve devido à concentração de esforços, como ilustrado na Figura 2.31) – identificado pela letra C na Figura 2.30;

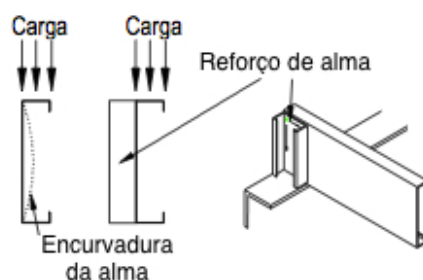


Figura 2.31 - Pormenor do reforço de alma (Adaptado de Crasto, 2005).

- Viga composta do bordo (perfis C dispostos na horizontal, e paralelos às vigas, que materializam o bordo do entrepiso) – identificado pela letra D na Figura 2.30.

A configuração estrutural analisada nesta dissertação é a solução de piso seco, na qual o banzo superior dos elementos básicos supracitados são ligados por uma placa estrutural de OSB com 18 mm, como ilustrado na Figura 2.32. A alternativa a esta solução seria o recurso a

uma laje mista (chapa perfilada e betão armado). Esta última, considerada a solução de piso húmido, aumenta consideravelmente o peso da laje, resultando num aumento das ações, tanto verticais como horizontais, nos painéis de parede.

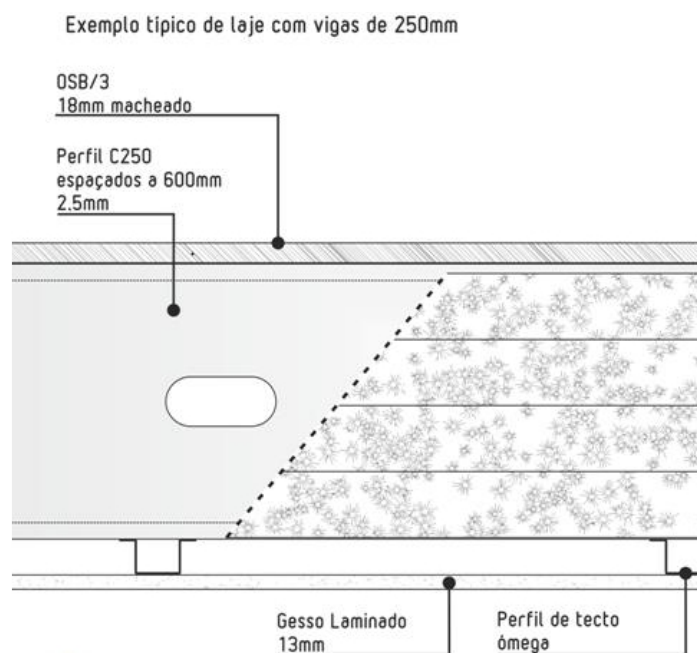


Figura 2.32 - Esquema de piso em LSF com perfis ômega (Futureng, 2012)

2.7.3. Vigas compostas

Tal como nos montantes, pode ser necessário ou conveniente adoptar perfis compostos. No caso das vigas, tal pode dever-se ao aumento da carga de dimensionamento, do vão ou do espaçamento, ou a condicionantes arquitectónicas.

Nestas situações, em vez de se recorrer a perfis de maior altura ou espessura, é possível adotar dois tipos de solução (Crasto, 2005):

- Vigas que utilizam dois ou mais perfis para formar vigas duplas;
- Trelças compostas por elementos LSF com ligações aparafusadas.

Destacam-se como vantagens da primeira solução a facilidade de montagem, de cálculo estrutural e conciliação com o sistema estrutural. Como se tratam de perfis simples ligados por parafusos, como ilustrado Figura 2.33, um cálculo estrutural aproximado seria considerar a sua resistência igual à soma das resistências dos vários perfis isolados. No entanto, desde que as ligações sejam suficientes, pode considerar-se que os perfis funcionam como um só, reduzindo, a encurvadura local (ConsulSteel, 2002).

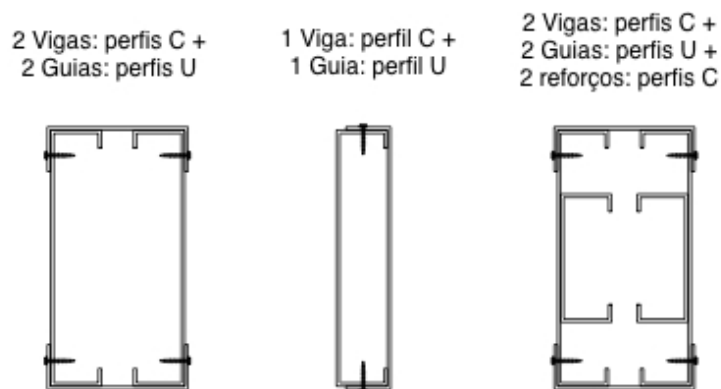


Figura 2.33 – Pormenorização de três tipos de vigas compostas (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.7.4. Condições de apoio

As condições de apoio das vigas consideradas no cálculo estrutural devem reproduzir, o melhor possível, as condições de apoio reais. Nos apoios extremos estas devem ser consideradas como simplesmente apoiadas e nos apoios interiores a sua condição de apoio dependerá da disposição construtiva adotada. Se o perfil da viga for interrompido, quando apoiado na parede estrutural, a viga deverá considerar-se simplesmente apoiada, como apresentado na Figura 2.34.

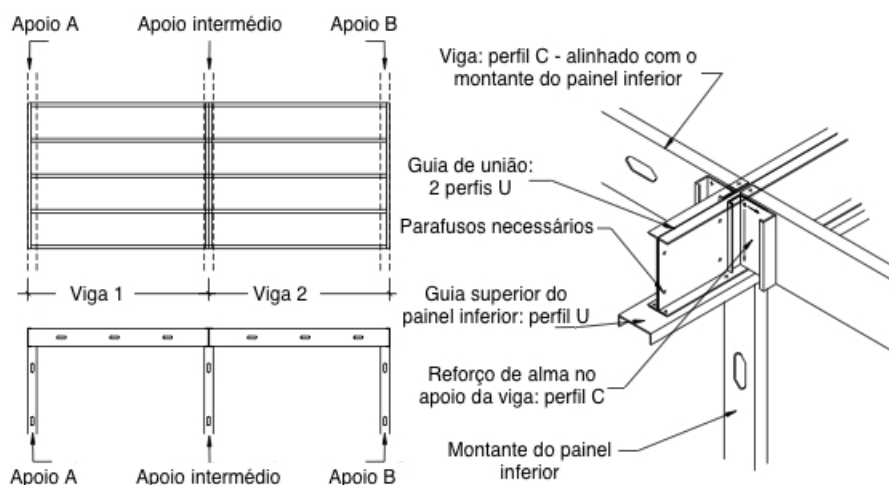


Figura 2.34 – Planta, alçado e pormenor de viga simplesmente apoiada em sistema LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

Se, por outro lado, for utilizado um único perfil para vencer o vão, como mostra a Figura 2.35, então este deverá ser considerado como continuamente apoiado.

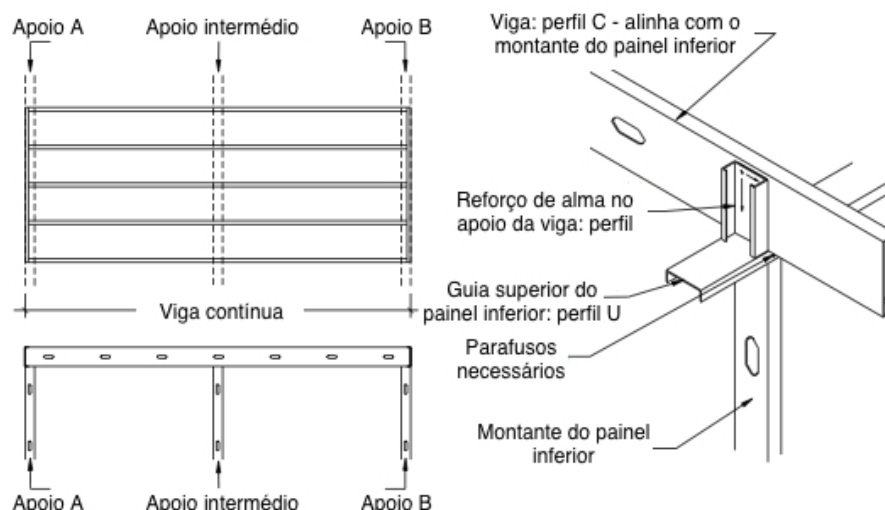


Figura 2.35 - Planta, alçado e pormenor de viga contínua em sistema LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

Para vigas contínuas de grande comprimento nem sempre é possível a utilização de um único perfil, já que o tamanho dos mesmos se encontra limitada por questões de transporte, excepto quando produzido em obra (Rodrigues, 2006). Nestes casos é necessário ligar os dois perfis através de um outro perfil de iguais características, com o comprimento e parafusos requeridos para garantir a ligação, como ilustrado na Figura 2.36.

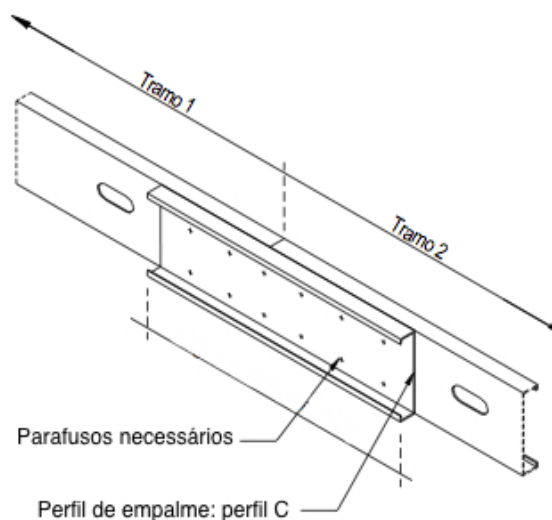


Figura 2.36 – Pormenor de ligação entre vigas de dois tramos (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

Quando os vãos a vencer são demasiado grandes e o objectivo é reduzi-los, é possível usar uma viga principal. Este elemento deverá ser uma viga composta, visto que o vão e o carregamento serão superiores ao normal. Quando não existem limitações de altura livre entre pisos, é possível apoiar as vigas secundárias em cima das vigas principais, tal como se se tratasse dum painel estrutural (ConsulSteel, 2002). No entanto, quando tal não é exequível, é

requerida a utilização de uma ligação viga secundária/principal. Esta ligação pode ser realizada através de duas peças, uma cantoneira ou um perfil *Hanger*, ou seja, em gancho, como apresentado na Figura 2.37.

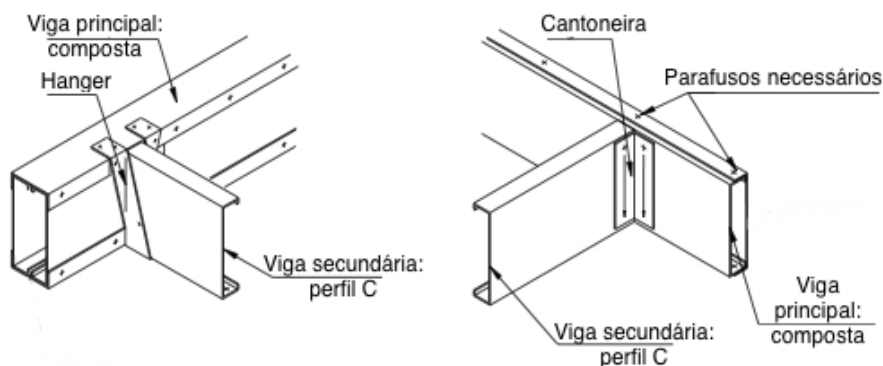


Figura 2.37 - Pormenorização da solução com *Hanger* e com cantoneira (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.7.5. Consola

Na execução de consolas em LSF existem duas situações distintas. Num primeiro caso, a disposição mais simples será as vigas da consola terem a mesma direção das vigas do piso. Numa segunda situação, as vigas do piso encontram-se perpendiculares às da consola. Ambos os casos apresentam-se esquematicamente na Figura 2.38.

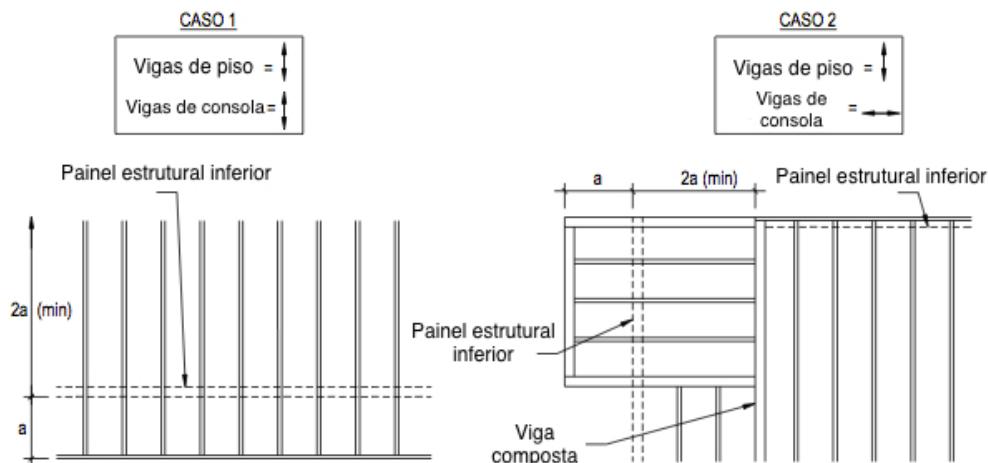


Figura 2.38 – Planta dos dois tipos de consola em sistema LSF (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

No primeiro caso, é apenas necessário prolongar as vigas do piso na localização da consola e garantir que estas se apoiam num tramo cujo comprimento seja, no mínimo, duas vezes o tamanho da consola, como apresentado no esquema da Figura 2.38 (Rodrigues, 2006).

Na segunda situação, deverá criar-se uma estrutura auxiliar que permita ligar as vigas da consola às vigas do piso. As vigas da consola devem, no entanto, ter o mesmo comprimento que no caso anterior, ou seja, um total de três vezes o tamanho da consola. Como se ilustra na Figura 2.39, as vigas da consola podem apoiar-se numa viga composta, bem como as vigas de piso interrompidas, que necessitam agora de um novo apoio.

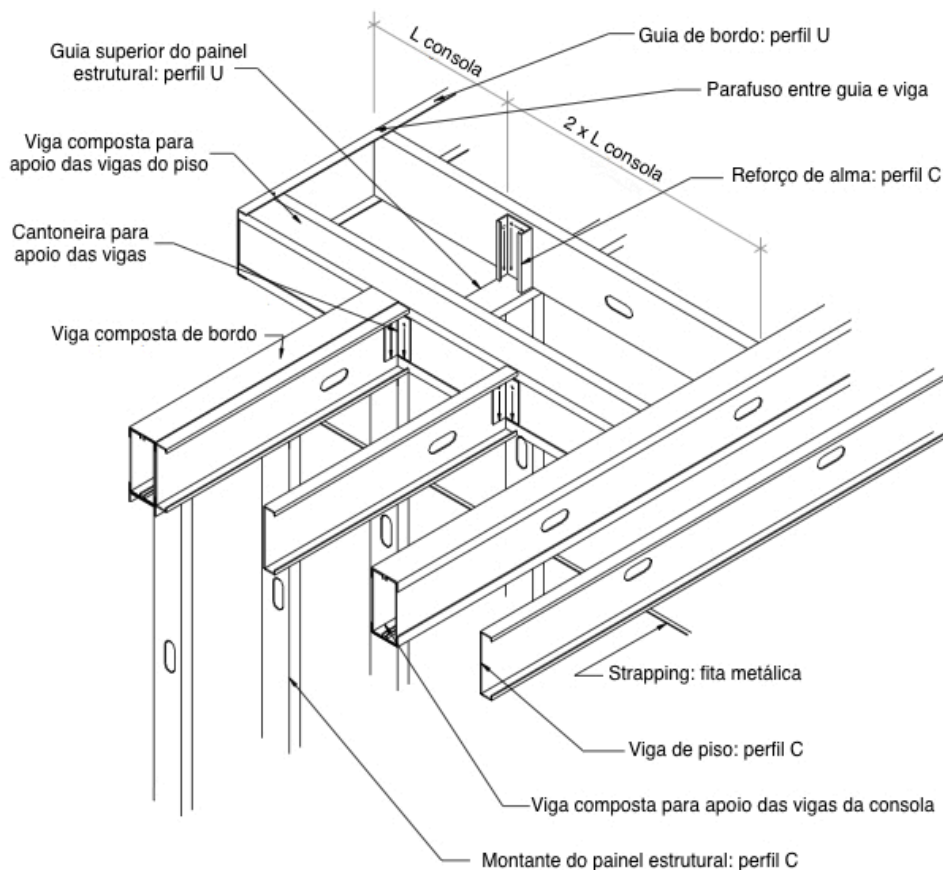


Figura 2.39 – Pormenorização da consola com vigas perpendiculares às vigas de piso (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

2.8. Ligações

2.8.1. Conceitos gerais

Existe uma ampla variedade de conexões e ligações para estruturas de aço e os seus componentes. Nas estruturas de LSF, em particular, fazem parte do sistema de fixação parafusos, soldaduras, pinos e chumbadores. A escolha de um tipo específico de ligação depende dos seguintes fatores (Elhajj, 2004):

- Condições de carregamento;
- Tipo e espessura dos materiais ligados;

- Resistência necessária da conexão;
- Configuração do material;
- Disponibilidade de ferramentas e fixações;
- Local de montagem;
- Custo e mão-de-obra;
- Normalização.

2.8.2. Soldadura

O aço galvanizado pode unir-se com solda de ponto ou solda contínua. Soldar perfis galvanizados pode ser um método de ligação económico, sobretudo quando realizado numa fábrica. Ainda que ambos os tipos de solda volatilizem o recobrimento de zinco sobre o aço, a solda de ponto é um método muito mais localizado, desprotegendo zonas muito menores. Esta região desprotegida deverá ser recoberta novamente com pinturas ricas em zinco, necessitando-se, para esta tarefa, de mão-de-obra especializada. Visto que a própria técnica de soldadura exige mão-de-obra qualificada, para garantir uniformidade e qualidade, este tipo de ligação é pouco corrente (ConsulSteel, 2002).

2.8.3. Parafusos

Os parafusos utilizados em LSF são em aço carbono e recobertos com uma proteção zinco-eletrolítica para evitar corrosão e manter características semelhantes aos perfis metálicos (Rodrigues, 2006). Os parafusos estão disponíveis numa série de tamanhos e comprimentos, que se encontram resumidos na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Diâmetros e comprimentos dos parafusos usados no sistema LSF.

Bitola	Diâmetro	Comprimento	
(#)	(mm)	(in)	(mm)
6	3,5	½" a 1"	12,7 a 25,4
8	4,2	½" a 1"	12,7 a 25,4
10	4,8	½" a 1½"	12,7 a 38,1
12	5,3	½" a 1½"	12,7 a 38,1
14	6,3	½" a 1½"	12,7 a 38,1

Quando aplicados na ligação de elementos metálicos, o parafuso deve atravessar o último elemento no mínimo três passos de rosca. Quando a fixação for entre placas de fechamento e perfis de aço, o parafuso deve fixar todas as camadas e ultrapassar o perfil de aço em pelo menos 10 mm (Rodrigues, 2006).

Os parafusos, que constituem o meio de fixação mais utilizado no sistema LSF, apresentam-se em dois tipos de ponta: ponta broca (ou auto-perfurantes) e ponta agulha (ou auto-roscante), ilustradas na Figura 2.40.

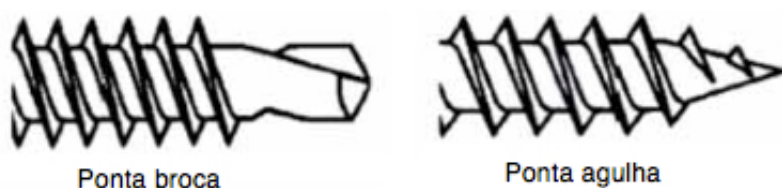


Figura 2.40 - Tipos de pontas usadas nos parafusos no sistema LSF (Adaptado de Rodrigues, 2006).

A espessura da chapa de aço a ser perfurada define o tipo de ponta a utilizar, sendo que para espessuras inferiores a 0,84 mm seja utilizada a ponta agulha (usualmente para perfis não estruturais), e para espessuras superiores, a ponta broca (Elhajj, 2004). Estes parafusos têm a vantagem de, numa só operação, fazer o furo e fixar os componentes da estrutura, como ilustra a Figura 2.41.

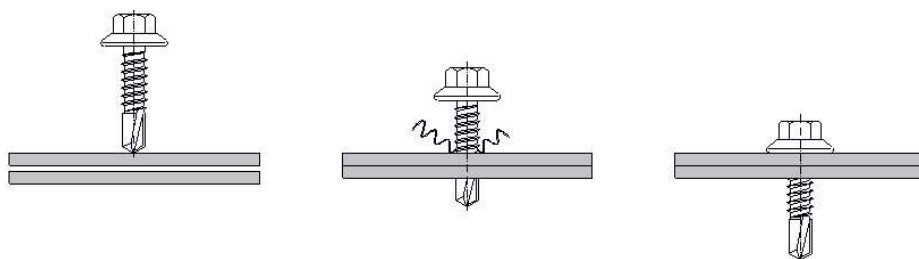


Figura 2.41 - Funcionamento dos parafusos com ponta broca (Freitas & Castro, 2006).

Os parafusos auto-perfurantes mais utilizados no sistema LSF dividem-se em três tipos de cabeça: plana, sextavada (ou *Hex*) e oval, como ilustrado na Figura 2.42.



Figura 2.42 - Tipos de cabeças dos parafusos usados no sistema LSF (Rodrigues, 2006)

É, portanto, da maior importância a utilização do parafuso adequado a cada tipo de ligação, definindo-se o seu diâmetro, comprimento, tipo de ponta e de cabeça. Apresentam-se de seguida, na Tabela 2.11, as características recomendadas para cada tipo de aplicação.

Tabela 2.11 - Características dos parafusos recomendadas em função da aplicação (Adaptado de ConsulSteel, 2002; Rodrigues, 2006).

Materiais	Aplicação	Diâmetro mínimo	Tipo de ponta	Tipo de cabeça
Aço	Guia – montante; montante – fita metálica;	Estrutural: #8 Não Estrutural: #6	Agulha ou Broca ¹	Plana
	Montante – montante; cantoneira – montante; cantoneira – verga; verga – montante; travamento da viga;			Hex
Gesso	Fechamento vertical ou horizontal	#6	Agulha ou Broca ¹	Plana ou Oval
OSB	Fechamento vertical ou horizontal	#8	Agulha ou Broca ¹	Plana ou Oval
¹ Dependendo da espessura do perfil ao qual vai ser fixado				

2.8.4. Ancoragem provisória

Para efetuar este tipo de ligação é usado o sistema de fixação a fulminante, ligando as guias ao betão de fundações. Quando a máquina pneumática exerce o impacto do pistão no prego, este perfura o perfil de aço e o betão. Este processo desloca o betão, comprimindo o prego, criando um suporte de fricção. Adicionalmente, o calor gerado durante o processo de penetração causa a sinterização do betão na vizinhança do prego, resultando numa micro ligação à superfície do fixador.

2.8.5. Ancoragens definitivas

A estrutura de aço tem de estar devidamente ancorada às fundações, que, como referido anteriormente, são em betão armado. Este tipo de ligações podem ser divididas em dois tipos: as colocadas antes e depois do execução da fundação.

Nas ancoragens colocadas antes da betonagem, o elemento que fica no betão deve ser colocado previamente, usando posicionadores que o mantenham na posição correta durante a betonagem. Estas peças devem ser fixas diretamente aos montantes para evitar o aparecimento de esforços nas guias. Existem variados tipos de elementos de ligação no betão, no entanto, o mais vulgarmente usado é a fita metálica, dada a facilidade de ligação aos elementos da estrutura, sem necessitar de quaisquer adaptadores, como é observável na Figura 2.43.

Nas ligações executadas após a betonagem utilizam-se ancoragens químicas com barra roscada. Estas consistem na execução dum furo no betão armado, posteriormente limpo e injetado com resina epóxi e no qual é, seguidamente, colocada uma barra roscada. A resina epóxi garante a ligação da barra ao betão armado, e esta é ligada à estrutura como se ilustra na Figura 2.43. A principal vantagem deste método é que a estrutura já está construída quando este é executado, evitando erros de posicionamento das ancoragens.

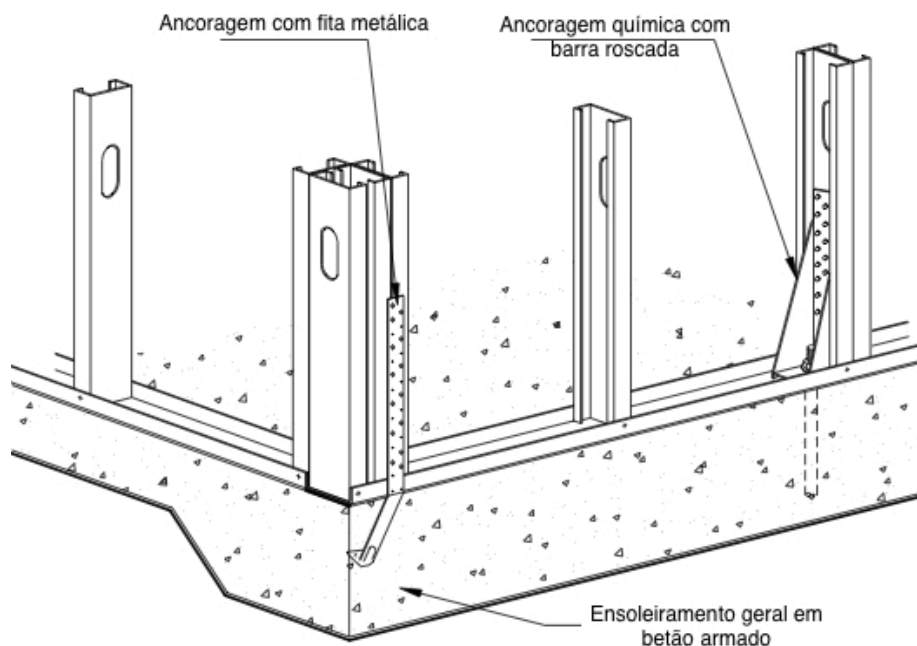


Figura 2.43 - Pormenor dos dois tipos de ancoragem definitiva (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

Embora ambas as soluções, apresentadas na Figura 2.43, possam ser usadas em ensoleiramento geral, apenas a ancoragem com fita metálica é recomendada para sapatas corridas, visto que a perfuração pode danificar a viga de pouca espessura.

2.9. Contraventamento

2.9.1. Conceitos gerais

Os painéis executados com LSF são incapazes, por si só, de absorver esforços horizontais no plano do painel, requerendo, portanto, elementos estruturais adicionais que possam efetivamente resistir e transmitir tais esforços.

Partindo do princípio que o painel se encontra devidamente ancorado e que a união entre os montantes e as guias é rotulada, o painel tenderá a deformar-se como apresentado no esquema da Figura 2.44.

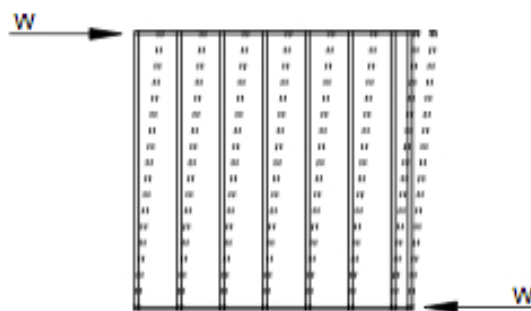


Figura 2.44 - Deformação dum painel LSF não contraventado (Crasto, 2005).

Para evitar que ocorra tal deformação, que conduz, em última instância, ao colapso da estrutura, o painel necessita de contraventamento. Existem dois métodos que proporcionam estabilidade no plano do piso e das paredes (Rodrigues, 2006):

- A utilização de diagonais metálicas (formato em X e em K);
- A utilização da estrutura do piso e das paredes como diafragmas.

O primeiro método consiste na adoção de diagonais metálicas que asseguram a transmissão das forças horizontais ao longo da estrutura. Por outro lado, o segundo método consiste no aproveitamento do efeito de diafragma criado pelos painéis de parede e pelas suas ligações aos perfis metálicos.

2.9.2. Diagonais metálicas

Como referido, existem dois tipos de diagonais metálicas usadas no contraventamento das estruturas em LSF. A alternativa menos utilizada é o designada *K-bracing*, que utiliza perfis tipo U fixados dentro dos montantes da estrutura primária, como apresentado na Figura 2.45. Estes membros, visto terem esbelteza reduzida, são considerados tanto à tração como à compressão, funcionando, em conjunto com os montantes, como uma treliça. Como a solução de contraventamento em K ocupa espaço no interior das paredes e dificulta a colocação do isolamento e das instalações, este tipo de contraventamento é evitado sempre que possível, tanto nas paredes como nos pisos (Davies, 1998).



Figura 2.45 - Exemplo de contraventamento *K-bracing*.

A solução mais frequentemente utilizada é a das fitas metálicas em forma X, definidas em inglês como *X-bracings*. Nesta são utilizadas fitas de chapas metálicas finas colocadas na face externa dos montantes, como é possível observar na Figura 2.46 e 2.47.



Figura 2.46 - Exemplo de contraventamento *X-bracing*.

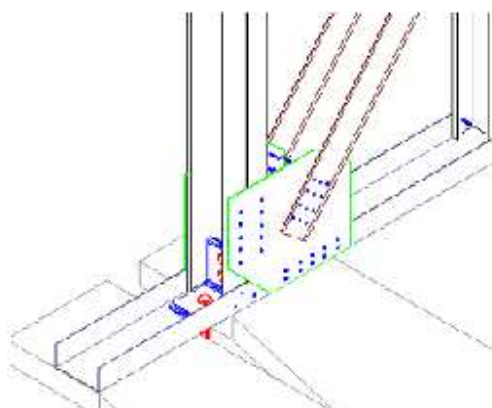


Figura 2.47 – Exemplo de ligação entre fita metálica e montante.

Quando um painel de parede com esta configuração é sujeito a uma força horizontal, como exemplificado na Figura 2.48 pela força W (representando, por exemplo, a ação do vento), a fita metálica transmite a força para o piso inferior ou para a ancoragem, no caso de se tratar do piso da fundação.

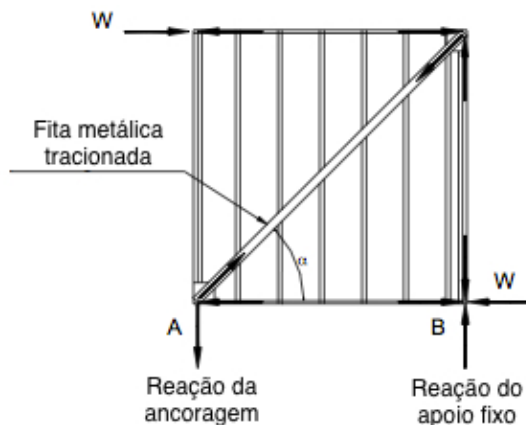


Figura 2.48 - Resultante das forças com contraventamento com fita metálica (Adaptado IAS, 1997).

Devido à sua elevada esbelteza, as fitas são apenas consideradas à tração. Visto que a carga W pode atuar no sentido oposto, é necessário colocar outra diagonal, formando, assim, a forma de um “X” (Crasto, 2005).

A força de tração na fita metálica e a reação nos apoios é tanto menor quanto menor for o ângulo α (formado entre a guia inferior e a fita metálica), sendo que, para ângulos reduzidos (menores que 30°), a fita metálica perde grande parte da sua capacidade de transmissão de forças. Analogamente, quando o ângulo α tende para 90° , a força de tração exercida na fita aumenta, bem como a força exercida nos montantes e nos apoios. Este aumento de força torna-se excessivo para ângulos superiores a 60° , visto que obriga à adoção de fitas metálicas e montantes com secções de maior área, diminuindo a eficiência dos mesmos. Desta forma, o ângulo deverá, sempre que possível, estar compreendido entre os 30° e os 60° (ConsulSteel, 2002).

No entanto, a colocação das fitas metálicas em painéis estruturais com vãos é bastante comum, situação na qual pode não ser possível garantir que o ângulo se situa no intervalo referido. Na Figura 2.49 é possível observar o caso de um painel com um vão de janela. Neste caso o ângulo formado, adotando a configuração X-bracing, seria superior a 60° . Por forma a evitar o reforço das secções, é possível adotar a configuração V-bracing, rentabilizando a fita metálica e os montantes (ConsulSteel, 2002).

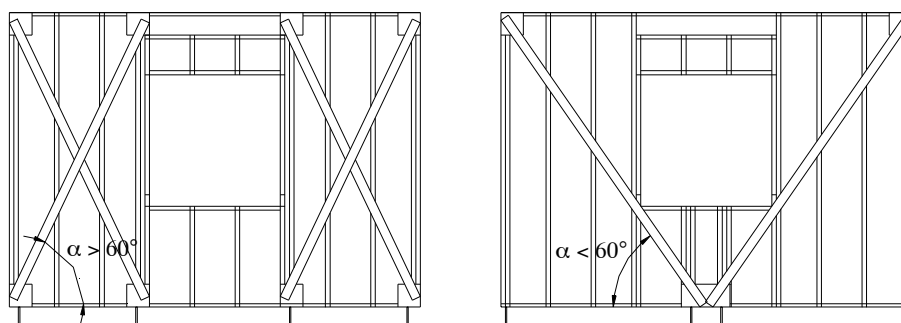


Figura 2.49 – Configuração das fitas metálicas em *X-bracing* e *V-bracing* (Rodrigues, 2006).

2.9.3. Efeito diafragma

Como referido e analisado anteriormente, os painéis externos possuem geralmente fechamento em OSB, e os painéis internos fechamento em gesso laminado. As propriedades mecânicas dos painéis em OSB conferem ao mesmo a capacidade de rigidificar a parede. Uma parede tradicional “*shear wall*” utilizada no sistema LSF é constituída por perfis metálicos e fechamento em placas de OSB ligadas aos perfis por parafusos dimensionados para resistir ao esforço de corte a que estarão sujeitos (Crandell, 2004). Esta configuração impede que o painel sofra rotação e permite que os esforços de tração e compressão sejam transmitidos à base do mesmo.

Quando se recorre ao efeito de diafragmas para rigidificar a estrutura, o valor da resistência final alcançada pelo painel não depende somente do tipo de placa utilizada, mas também de outras características do mesmo (Elhajj & Bielat, 2000):

- Tipo, medida e separação dos parafusos que ligam a placa estrutural aos perfis;
- Relação altura/largura do painel;
- Características resistentes dos perfis que formam o painel;
- Tipo, localização e quantidade de conectores e ancoragens do painel.

O número de variáveis, e a especificidade das mesmas, revelam que a capacidade resistente alcançada pelo efeito de diafragma não é simples de calcular. Por este motivo, a melhor forma de obter resultados fidedignos é recorrer a ensaios estáticos e dinâmicos de modelos à escala real com diferentes configurações. Os ensaios realizados permitem, portanto, calibrar modelos computacionais e usar os mesmos para reproduzir o efeito de diafragma na análise de edifícios. Este foi o método utilizado no Capítulo 3 para calibrar e verificar os modelos computacionais efetuados.

Para que o efeito diafragma se estabeleça de forma adequada a placa escolhida deve ter determinadas características, sendo estas (ConsulSteel, 2002):

- Capacidade para absorver tensões no seu plano sem que os parafusos que a ligam à estrutura metálica a rompam;
- Capacidade para absorver as tensões concentradas que aparecem, por exemplo, ao efetuar cortes internos para a execução de vãos, como ilustrado na Figura 2.50;

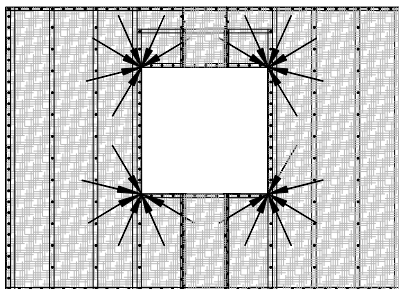


Figura 2.50 - Concentração de tensões devido a abertura de janela (ConsulSteel, 2002).

- Capacidade de resistir à ação do clima exterior durante o processo de fabricação e montagem, sem alterar as suas propriedades estruturais;
- O manuseamento e corte das placas deve ser rápido e eficaz, diminuindo o risco de produzir fissuras.

Adicionalmente, é também necessário respeitar algumas regras básicas de posicionamento, colocação e corte das placas. Estas indicações são da maior importância, visto que, como será verificado no capítulo seguinte, os ensaios realizados para avaliar a força resistente destes painéis seguem tais regras. Desta forma, se estas não forem aplicadas criteriosamente, a rigidez dos painéis será sobredimensionada. As principais regras de aplicação das placas estruturais são (NASFA, 1998):

- As placas devem ser colocadas com a maior dimensão na direção vertical, paralela à direção dos montantes;
- A união de duas placas adjacentes deve ser efetuada num montante apenas. No caso mais comum, as duas placas devem dividir de igual forma o banzo do montante. Os parafusos devem ser desfasados entre as duas placas, evitando que o perfil seja perfurado em dois sítios para uma mesma altura, como ilustrado na Figura 2.51;

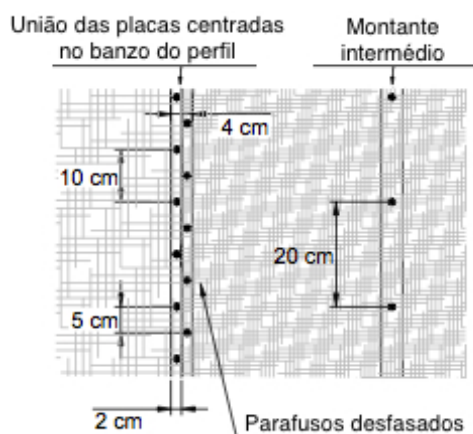


Figura 2.51 - Disposição dos parafusos na ligação das placas aos montantes (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

- Sempre que possível, a união de painéis não deve coincidir com a união de placas. No entanto, se tal acontecer, deve desencontrar-se a união dos painéis e das placas, efetuando, como referido no ponto anterior, a união num montante apenas, como ilustrado na Figura 2.52;

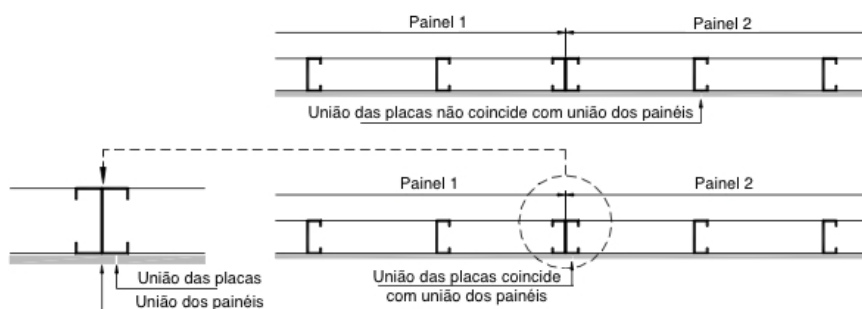


Figura 2.52 - Configuração da união de painéis e placas (Adaptado de ConsulSteel, 2002).

- Nos encontros em esquinas salientes da estrutura devem sobrepor-se as placas, ocultando a união entre os perfis e as placas, como ilustra a Figura 2.53;

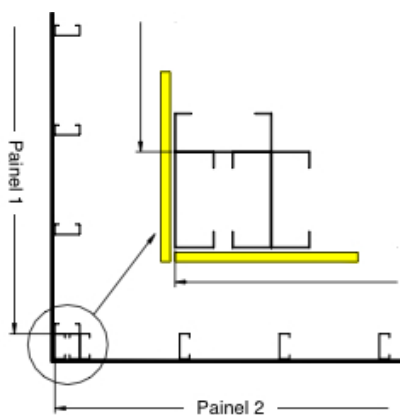


Figura 2.53 - Pormenor da união de placas num encontro (Adaptado de Rodrigues, 2006).

- Para que os perfis e a placa possam desenvolver toda a sua capacidade resistente deve-se colocar a quantidade e tipo de parafusos adequados. A resistência ao corte dos painéis aumenta significativamente com o decréscimo do espaçamento entre os parafusos, sendo um dos fatores com maior influência (NASFA, 1998). Por este motivo, indica-se como distância máxima entre parafusos de 15 cm em todo o perímetro das placas, e de 30 cm nos montantes intermédios, como apresentado na Figura 2.54, independentemente de estes estarem separados de 40 cm ou 60 cm entre si.



Figura 2.54 - Disposição e espaçamento dos parafusos na ligação das placas aos montantes (Adaptado de ConsulSteel, 2002)

Adicionalmente, e à semelhança das disposições construtivas para as paredes, as placas estruturais colocadas nos pisos devem ser desfasadas, como apresentado na Figura 2.55.

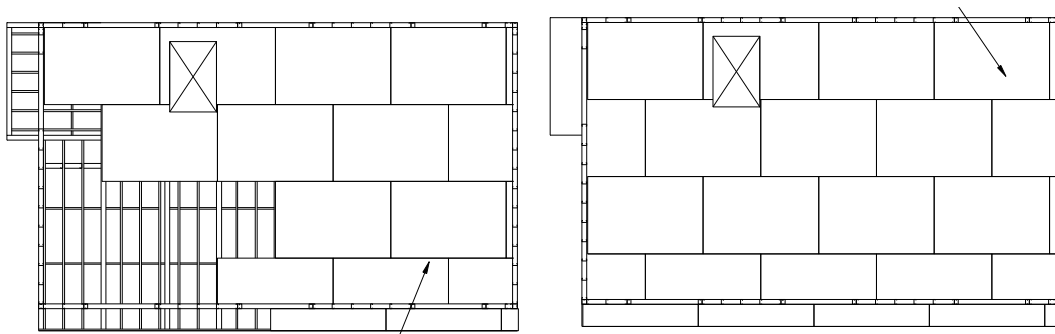


Figura 2.55 – Disposição das placas estruturais num piso seco de LSF (ConsulSteel, 2002).

2.9.4. Strapping e Blocking

A capacidade resistente dos diafragmas varia, consideravelmente, dependendo se são bloqueados ou não bloqueados. A utilização de perfis C ou U (*blocking*) e fitas metálicas (*strapping*) entre as vigas ou os montantes, tem como objetivos ligar todo o perímetro das placas estruturais e reduzir o comprimento de encurvadura dos perfis. Sistemas em que o perímetro de todas as placas estruturais se encontram ligadas aos perfis metálicos consideram-se bloqueados, visto que permitem uma melhor transmissão do esforço de corte. A encurvadura dos bordos das placas, e a consequente redução da sua capacidade resistente, controla o comportamento de diafragmas não bloqueados.

O contraventamento individual de cada perfil isolado é tido em conta através de dois métodos diferenciados, mais uma vez, pela consideração ou não das placas estruturais.

No método *all steel design* (AISI, 2007), a contribuição das placas de revestimento é omitida e o perfil metálico é considerado como um membro autoportante, não tendo em conta a influência das interações com os elementos de fechamento vertical. Desta forma, a resistência calculada para o perfil leve de aço é baseada somente nas condições de apoio lateral providas por outros elementos metálicos. A vantagem desta abordagem é que a capacidade resistente, tanto compressão como flexão, é determinada sem ser necessário ter em conta a capacidade estrutural dos materiais de fechamento vertical, simplificando o dimensionamento. Por outro lado, como se desprezam as capacidades do fechamento vertical, o sistema é desnecessariamente sobredimensionado.

No método alternativo, designado *sheating braced design* (AISI, 2007), a presença das placas de fechamento vertical é considerada no cálculo da capacidade resistente de compressão. De facto, se os elementos tiverem resistência e rigidez adequadas, e as ligações aos elementos metálicos forem adequadas, então a capacidade resistente pode ser consideravelmente aumentada (Fiorino, 2003). Tal deve-se, principalmente, à resistência conseguida contra os modos de encurvadura global.

No caso de não serem consideradas as placas estruturais ou de estas não serem suficientes para garantir a estabilidade da estrutura e a redução da importância dos modos de encurvadura, devem ser colocados, tanto na estrutura das paredes como na dos pisos, fitas metálicas (*strapping*) e bloqueadores (*blocking*).

As fitas metálicas (*strapping*), colocadas dos dois lados do montante e ligadas nos seus extremos a pontos fixos, como encontros de painéis (secções compostas), evitam, trabalhando à tração, a deformação dos perfis, como ilustrado na Figura 2.56. A fita metálica deverá ter, no mínimo, 38 mm de largura e 0,84 mm de espessura (Elhaji & Bielat, 2000). Deverá, ainda, adoptar-se um bloqueador, que consiste num perfil em C cortado e colocado entre montantes, como apresentado na Figura 2.56 (Rodrigues, 2006).

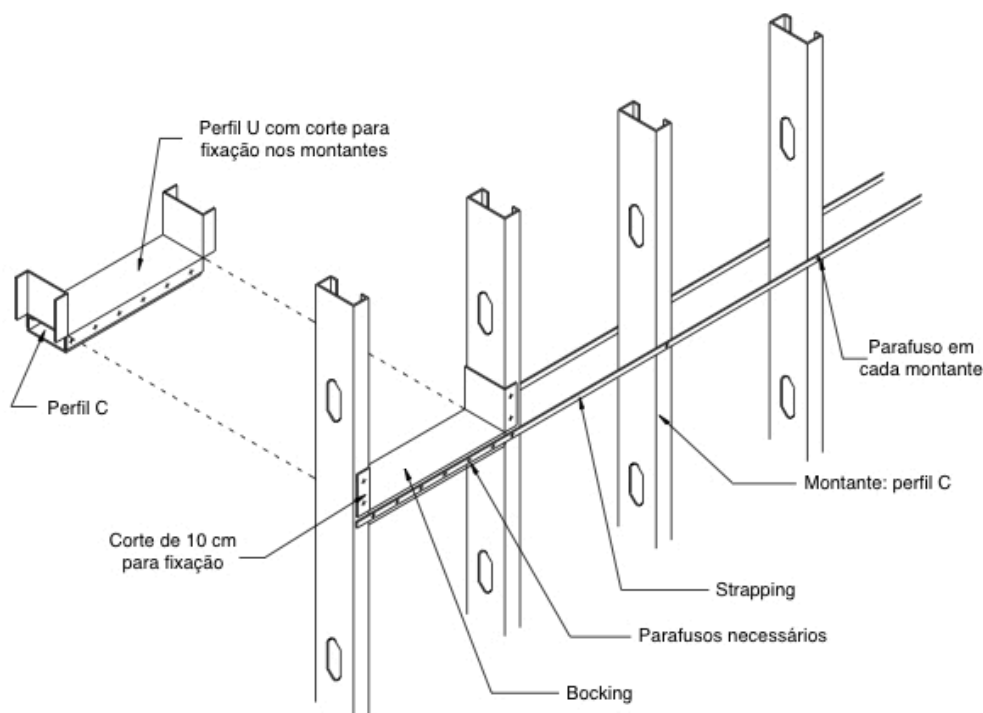


Figura 2.56 - Pormenor de *blocking* e *strapping* em montantes (Adaptado de Crasto, 2005).

Apesar da função principal das fitas metálicas e dos bloqueadores ser o contraventamento dos perfis metálicos e a consequente redução do seu comprimento de encurvadura, tais elementos são também utilizados, com o mesmo objectivo nas placas estruturais. Em situações em que a placa estrutural de OSB não tem perfis metálicos em todo o seu perímetro, maioritariamente nos pisos, estes dois elementos garantem a sua ligação. Embora tenha sido referido e indicado que as placas devem ser colocadas com a sua maior dimensão na vertical, é também possível fazer o contrário. Nesse caso, deverá ser colocada uma fita metálica em todas as juntas das placas de revestimento, garantindo total ligação em todo o perímetro da placa e assegurando o efeito de diafragma.

De referir, por fim, que o espaçamento máximo recomendado para o bloqueio dos banzos inferiores das vigas, segundo a norma americana (AISI, 2007), é de 3,7 m. Considerando a utilização de placas de OSB de 1,2 m x 2,8 m no pavimento, foi adoptado um espaçamento de 1,4 m entre fitas metálicas/bloqueadores nos pisos secos. Este espaçamento permite que a totalidade do perímetro das placas de OSB esteja contraventado, maximizando o efeito diafragma e, simultaneamente, diminuindo o comprimento de encurvadura lateral das vigas.

3. MODELAÇÃO ESTRUTURAL DUM EDIFÍCIO EM LSF

3.1. Introdução

Com o intuito de avaliar o desempenho estrutural do sistema construtivo *Light Steel Framing*, objetivo da presente dissertação, foram realizadas várias análises numéricas através do método dos elementos finitos (MEF). Recorrendo ao programa SAP2000 (CSI, 2004) no qual foram criados 3 modelos, com diferente sistema de contraventamento e condição de apoio de vigas. Neste capítulo definem-se, também, todas as ações contempladas nos modelos estruturais.

3.2. Conceção arquitetónica

Os modelos estruturais basearam-se na arquitetura dum edifício de habitação com 225 m² de área de implantação, composto por 4 apartamentos com área total de 56 m², divididos em sala, dois quartos, casa de banho, cozinha e área de serviço, como exposto na Figura 3.1. Para uma melhor visualização do edifício em estudo, apresenta-se no Anexo 1 quatro vistas 3D da arquitetura da edificação.

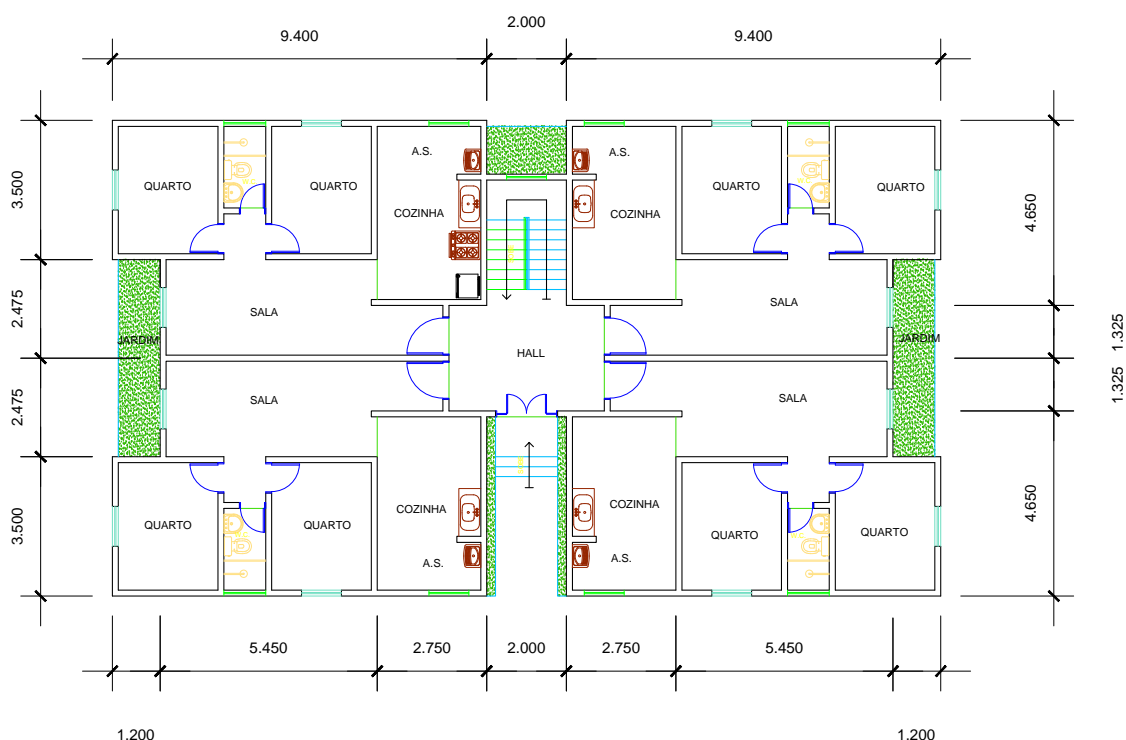


Figura 3.1 – Planta de arquitetura do edifício estudado (cotas em metros).

Assim, baseado nesta conceção arquitetónica, foram criados 3 modelos estruturais com diferentes características, permitindo comparar objetivamente as várias soluções possíveis no sistema LSF e a sua performance estrutural. As variáveis estudadas foram:

- Consideração ou não do efeito diafragma nos painéis de parede;
- Condição de apoio das vigas.

Desta forma apresenta-se na Tabela 3.1 o resumo dos modelos estudados e as suas características.

Tabela 3.1 – Modelos estudados e respectivas características.

Modelo	N.º de pisos	Consideração do OSB	Espaçamento entre montantes	Condição de apoio das vigas
#1	4	Não	0,60 m	Bi-apoiado
#2	4	Não	0,60 m	Contínuo
#3	4	Sim	0,60 m	Contínuo

3.3. Modelação inicial

Baseado nos princípios construtivos e estruturais apresentados no capítulo anterior, bem como nos métodos básicos de modelação, é possível definir um modelo simplificado para a concepção arquitectónica anterior. Sabendo o espaçamento entre montantes e a configuração dos mesmos nos vários tipos de encontros, vãos e aberturas, foi delineada a planta dos montantes das paredes estruturais, apresentada no Anexo 2. Visto que apenas no capítulo 5 é determinado o perfil necessário para verificar a segurança de cada montante, adoptou-se, na elaboração desta planta, um perfil C150.

3.4. Pisos

3.4.1. Condições de apoio das vigas

Como referido na secção 2.7.4., as vigas no sistema LSF podem ser consideradas como simplesmente apoiadas ou continuamente apoiadas dependendo da pormenorização adoptada. Do ponto de vista estrutural, a adopção de perfis continuamente apoiados é sempre positiva, visto que uniformiza a distribuição de momentos, resultando num perfil mais otimizado e económico. No entanto, dependendo da distância entre apoios, pode implicar a ligação de dois perfis devido às limitações de transporte dos mesmos para obra, forçando o uso de mais material e mão de obra. Apesar destas considerações, é também importante referir que é possível produzir os perfis na obra, possibilitando, assim, a fabricação de perfis de maior comprimento.

A modelação dos dois tipos de condições de apoio foi realizada através da opção *Releases* do programa SAP2000, desta forma garantindo a correta distribuição de momentos nas vigas e simulando a ligação aos montantes. Apresenta-se na Figura 3.2 a planta de piso correspondente ao modelo #1, e na Figura 3.3 a planta de piso correspondente aos restantes modelos.

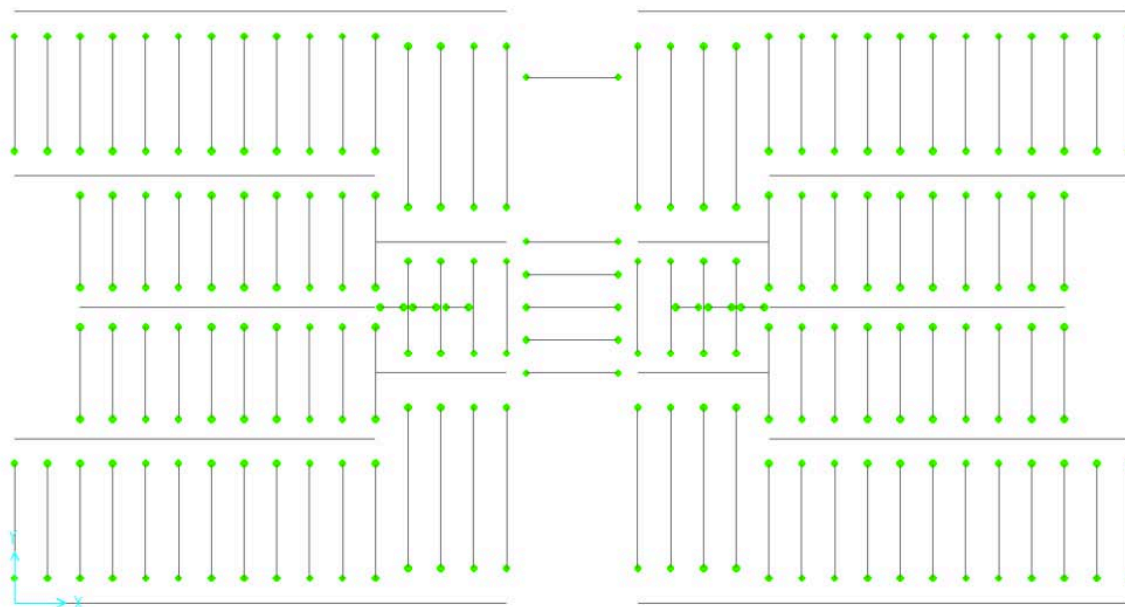


Figura 3.2 – Piso com vigas simplesmente apoiadas (modelo #1).

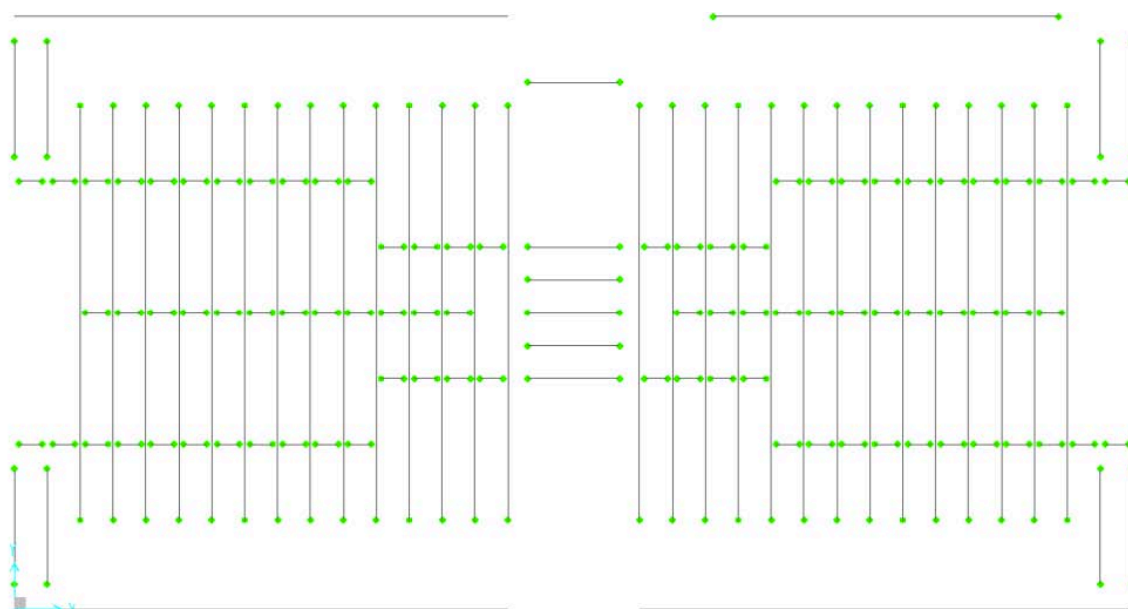


Figura 3.3 – Piso com vigas contínuas (modelos #2 e #3).

Como é possível observar em ambas as figuras anteriores, todas as guias e vigas necessárias à construção do piso seco se encontram modeladas, à exceção da zona das escadas. Esta modelação permite analisar, de forma clara, a distribuição de esforços relativo a cada tipo de

condição de apoio, aferindo qual a melhor solução. É viável afirmar, neste momento, que, visto que as vigas que perfazem o piso do *Hall* do edifício descarregam em vigas do piso, ao invés de montantes, as últimas terão de ser vigas reforçadas. Por esse motivo, a solução simplesmente apoiada permite que o reforço se aplique apenas no vão em que apoiam as vigas do *Hall*, dispensando o reforço da restante viga. Este exemplo permite perceber que a solução ótima será, muito provavelmente, uma combinação de ambas as condições de apoio, adequando cada uma à situação particular em que se encontra. De salientar que, em ambos os tipos de modelos, foram utilizados perfis C200 para as vigas e perfis U204 para as guias.

3.4.2. Efeito de diafragma nos pisos

Os pisos e as coberturas podem ser consideradas diafragmas horizontais simplesmente apoiados, enquanto as paredes podem ser considerados diafragmas em consola (Fiorino, 2003). Como referido anteriormente, para que este comportamento possa ser considerado é necessário analisar as placas estruturais de revestimento, as ligações, os perfis que constituem o perímetro do diafragma e a ligação destes às fundações.

De facto, um diafragma atua de forma análoga a uma viga curta, onde as placas estruturais atuam como a alma, resistindo ao corte, e os perfis periféricos agem como os banzos, como ilustrado na Figura 3.4. Os perfis periféricos do diafragma são designados por cordas, e podem ser vigas, treliças ou montantes (Fiorino, 2003).

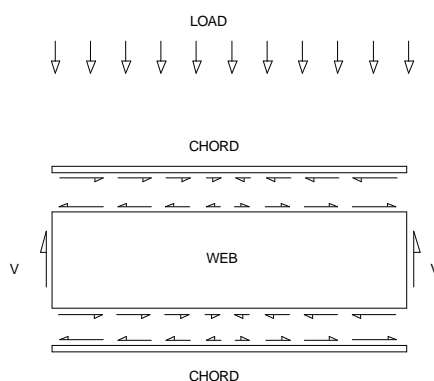


Figura 3.4 - Esquema do comportamento de diafragma (Fiorino, 2003).

Devido à grande profundidade da maioria dos diafragmas na direção paralela à ação, e devido à forma como são construídos, o seu comportamento difere ligeiramente duma viga comum. O esforço de corte ao longo da profundidade do diafragma é essencialmente uniforme, em vez da distribuição parabólica verificada na alma de uma viga. Outro ponto de divergência é que as cordas do diafragma equilibram a totalidade dos momentos fletores, atuando simplesmente através de compressão / tração, em vez de distribuir estes esforços também pela alma (Fiorino, 2003).

O comportamento diafragma, amplamente considerado como rígido para edifícios com lajes de betão armado, foi modelado através de elementos *shell* de 0,60 m x 0,60 m (coincidentes com os elementos metálicos, também estes sempre espaçados a 0,60 m) com 18 mm de espessura. Através deste modelo simplificado, que não contabiliza a rigidez que advém da ligação das placas OSB às vigas, foi reproduzido o comportamento de diafragma horizontal flexível. Dado que o nível das cargas para a ação de sismo é significativamente menor que nas estruturas de betão armado e os contraventamentos se encontram uniformemente distribuídos, o diafragma apresenta um comportamento muito próximo de rígido.

3.5. Painéis de parede

3.5.1. Modelação dos montantes e fitas metálicas

Para que os modelos computacionais correspondam às estruturas em *Light Steel Framing*, todos os montantes e fitas metálicas são considerados como elementos de barra rotulados em ambas as extremidades. Desta forma, mesmo os montantes que se encontram ligados diretamente à fundação através de soluções de ancoragem química são considerados rotulados à base, ou seja, nenhuma rotação é impedida excepto em torno do eixo da barra, ou seja, à torção. Tal deve-se à ligação dos perfis às guias inferior e superior, que restringem o movimento de rotação.

Da mesma forma, as fitas metálicas são consideradas como barras bi-rotuladas, que, como referido anteriormente, apenas são consideradas à tração. No entanto, a modelação destes elementos no programa SAP2000 não é um processo simples, pois a opção que define os *Tension/Compression limits* associados a determinado *frame* é um recurso que apenas é tido em conta para análises não lineares. Visto que a análise sísmica por espectro de resposta é um método linear, este não tem em conta as atribuições feitas à análise não linear. Como a realização de uma análise estática não linear (*Pushover*) se encontra fora do âmbito da dissertação, foram admitidas outras soluções de modelação computacional, nomeadamente:

- Modelar as diagonais com metade da área, o que se traduz na mesma rigidez final do pórtico contraventado. A desvantagem desta opção é que divide os esforços de compressão/tração devidos à ação sísmica por ambas as fitas metálicas e ambos os montantes e impossibilita a modelação conjunta de fitas metálicas e de diagonais equivalentes de OSB, como se verá de seguida;
- Modelar apenas metade dos elementos, ou seja, em vez de duas diagonais por cada pórtico contraventado, colocar apenas uma diagonal, dado que esta opera à tração e à compressão de igual forma.

Tendo em conta os pontos supracitados, foi adoptada a última solução, ilustrada na Figura 3.5, que, apesar de não manter o aspecto visual do contraventamento em X, se revela mais eficaz para a obtenção dos esforços de dimensionamento. Ademais, a utilização de apenas uma diagonal para as fitas metálicas permite a modelação distinta do efeito de diafragma dos painéis OSB.

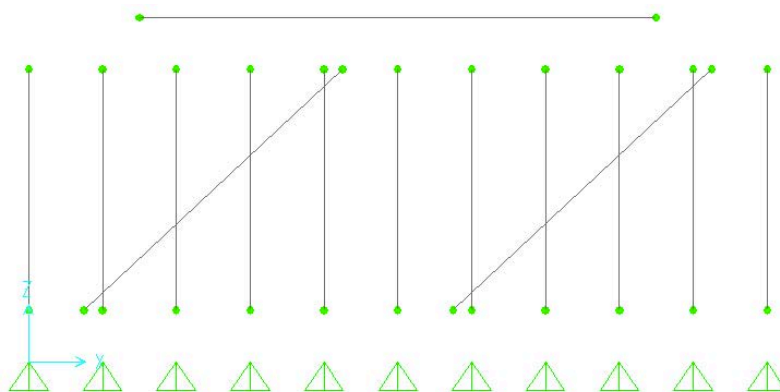


Figura 3.5 – Modelação de um painel estrutural com fitas metálicas em X.

3.5.2. Modelação do efeito de diafragma

3.5.2.1. Testes experimentais

A correta modelação do efeito de diafragma nas paredes é fulcral para a fiabilidade do modelo estrutural, porque, como a generalidade dos elementos é considerado rotulado, a rigidez do edifício provém deste efeito e dos contraventamentos metálicos adotados. Para validar os modelos elaborados foram analisados estudos experimentais realizados em paredes com fechamento vertical em OSB.

Na publicação *Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Openings* (AISI, 1997) são apresentados resultados de testes realizados em painéis de LSF de 2,44 x 12,2 m, com fechamento vertical exterior em placas de OSB de 12,0 mm ligadas aos perfis com parafusos espaçados a 15 cm no perímetro externo das placas e a 30,0 cm nos apoios intermédios. O fechamento interior era constituído por placas de gesso com 12,0 mm e ligado aos perfis por parafusos espaçados a 18,0 cm no seu perímetro e 36,0 cm nos montantes intermédios. Neste estudo experimental foram analisadas diferentes configurações dos painéis, com diferentes proporções de área de painel e aberturas e diferentes sistemas de apoio, como apresentado na Figura 3.6.

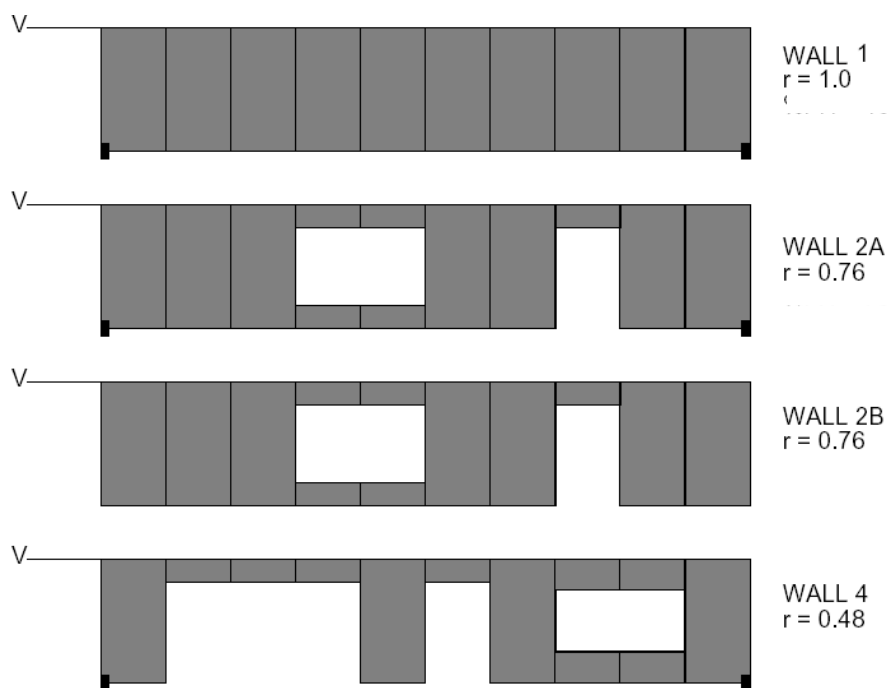


Figura 3.6 – Configurações dos painéis analisados (Adaptado de AISI, 1997).

A carga lateral foi aplicada aos painéis por meio de hidráulicos posicionados no canto superior direito dos painéis e os deslocamentos foram obtidos por meio da instalação de três transdutores de deslocamento. Os transdutores mediam o deslocamento no topo dos painéis, o deslocamento no topo da guia metálica de fechamento dos painéis e o deslocamento relativo dos montantes em relação às fundações.

As configurações das Paredes 1, 2A e 4 pretendia avaliar não só a resistência ao corte destes painéis, mas também qual a relação entre esta resistência e as aberturas nas paredes. A configuração da Parede 2B pretendia, por outro lado, atestar a importância das ancoragens neste tipo de painéis. Assim, esta tinha as mesmas características da Parede 2A excepto que a sua ligação à fundação era apenas garantida pela fixação da guia.

Os resultados obtidos, apresentados na Figura 3.7 sob a forma de gráfico força-deslocamento, permitiram verificar que, na fase inicial dos testes, os painéis apresentam grande rigidez e um comportamento aproximadamente linear (AISI, 1997). É, também, possível aferir qual a carga máxima e respetivo deslocamento de cada tipo de painel.

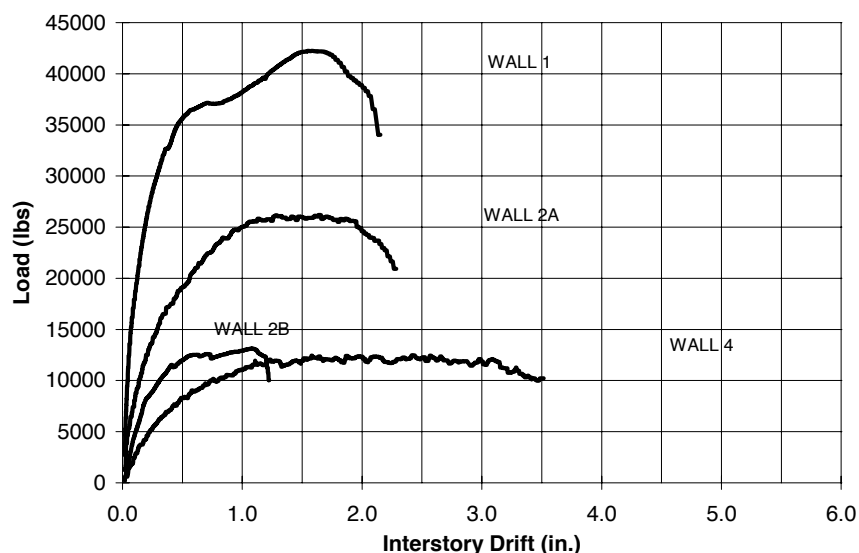


Figura 3.7 – Gráfico deslocamento/força das 4 configurações analisadas (1 in = 2,54 cm; 10000 lbs = 44.48 kN) (AISI, 1997).

À semelhança dos ensaios realizados pela AISI, foram realizados por (Tian *et al.*, 2004) testes experimentais em 10 painéis de LSF de 2,45 m x 1,25 m, como apresentados na Figura 3.8. Nestes testes foram estudados painéis com variadas configurações:

- Sem qualquer placa de revestimento (Painel A-1);
- Com fechamento em placas de OSB (Painel A-2 OSB) ou cimentícias (Painel A-2 CPB);
- Com diagonais metálicas apenas num lado (Painel B-2) e em ambos os lados (Painel B-1);
- Com diagonais metálicas duplas (Painel C-1).

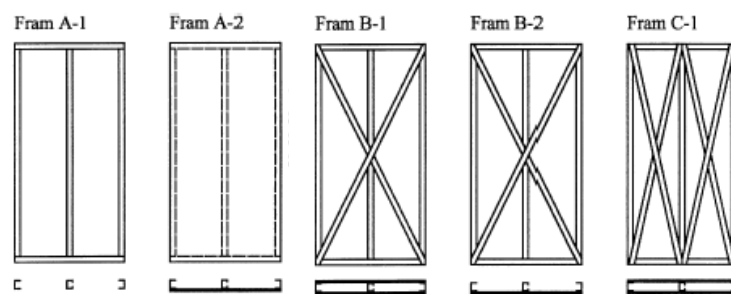


Figura 3.8 – Configuração dos 5 tipos de painéis testados (Adaptado de Tian *et al.*, 2004).

Ao contrário dos testes anteriormente referidos, foi adoptado espaçamento entre parafusos de 30,0 cm em todas as ligações e placas de OSB com 12,0 mm. De salientar que as fitas metálicas tinham 60,0 x 1,0 mm e aço com tensão de cedência de 280 MPa.

É possível observar, na Figura 3.9, que a carga de ruptura de um painel apenas com uma placa de OSB (12,7 kN) é superior às cargas obtidas por painéis contraventados por diagonais

metálicas colocadas apenas num lado do painel (5,2kN). O valor referido para o painel OSB é observável na curva OSB-3 *steps* da Figura 3.9. Apesar da curva correspondente às fitas metálicas apenas de um lado do painel não ser apresentada no artigo, é exposta a curva análoga, X-2 sides-3 *steps*, relativa ao painel com fitas metálicas de ambos os lados, cujo valor máximo é cerca de 10,5kN (confirmando o anterior valor). Os resultados obtidos no ensaio do painel sem contraventamento demonstraram que os perfis apenas contribuem com cerca de 4% da resistência dum painel revestido a placas OSB (Tian *et al.*, 2004). Estes factos permitem concluir que a resistência lateral dos painéis é controlada significativamente pelo fechamento das placas estruturais.

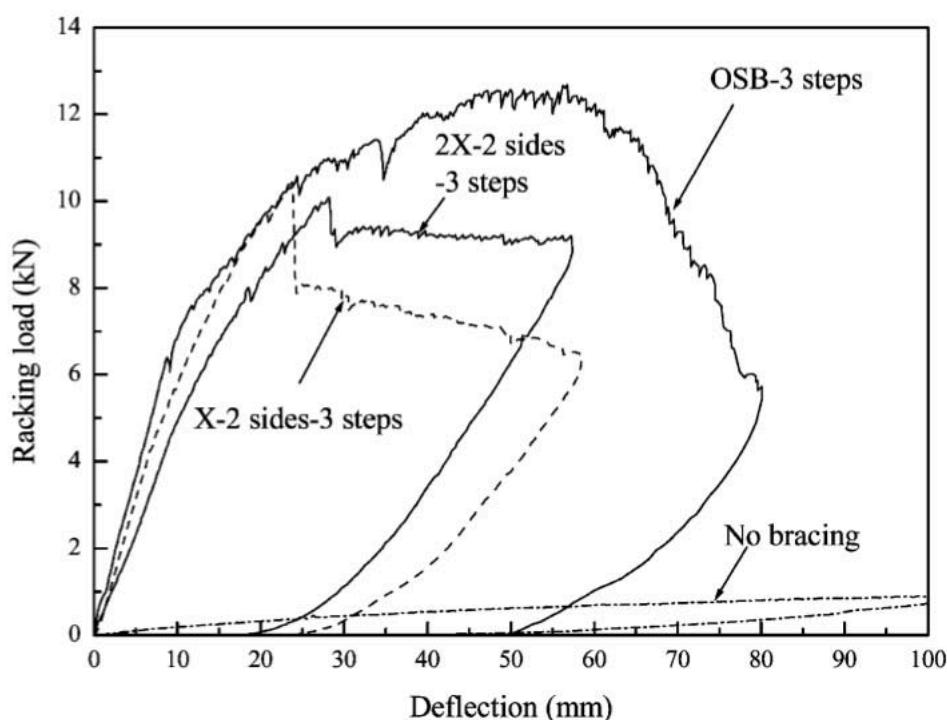


Figura 3.9 – Gráfico deslocamento/força para os vários tipos de painel testados (Tian *et al.*, 2004).

3.5.2.2. Modelação dos painéis

O primeiro passo na criação do modelo foi a definição das propriedades físicas e geométricas da placa de OSB. Como referido anteriormente, na secção 2.3.1.2, as placas utilizadas são das classes OSB/3 e OSB/4. As propriedades mecânicas do OSB variam segundo as três direções ortogonais, embora o material possa ser considerado ortotrópico numa escala macroscópica, uma vez que as propriedades relativas às duas direções na superfície da chapa são relativamente próximas em comparação com as propriedades verificadas na direção da espessura (Dias *et al.*, 2004). As propriedades utilizadas na modelação da placa apresentam-se na Tabela 3.2, e as respetivas orientações referem-se aos eixos locais do elemento *shell* no

modelo elaborado, como ilustrado na Figura 3.10. De salientar que as placas de OSB utilizadas no teste experimental de Tian *et al.* possuíam um módulo de rigidez longitudinal de 200 N/mm², dado este utilizado no modelo correspondente a este mesmo ensaio.

Tabela 3.2 – Propriedades das placas de OSB.

Propriedade		Valor	Unidade
Módulo de elasticidade	Longitudinal (E_1)	3500	N/mm ²
	Vertical (E_2)	3500	
	Transversal (E_3)	1400	
Módulo de rigidez	Transversal (G_{13})	1730	N/mm ²
	Longitudinal (G_{12} e G_{32})	340	
Coefficiente de Poisson	Longitudinal (ν_1)	0,25	-
	Vertical (ν_2)	0,25	
	Transversal (ν_3)	0,1	

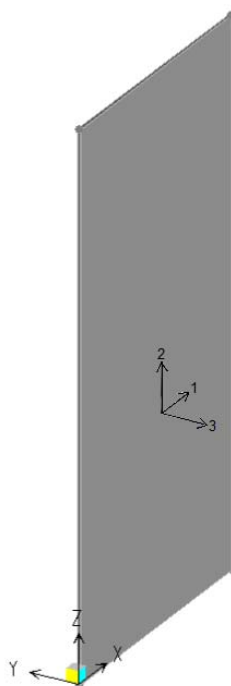


Figura 3.10 – Eixos locais do elemento *shell* da placa de OSB.

Como foi demonstrado anteriormente, as placas estruturais controlam a resistência ao corte dos painéis LSF. Posto isto, foram omitidos os perfis desta modulação, eliminando problemas de compatibilização entre painéis, perfis e parafusos. Tendo por base o elemento *shell* apresentado na Figura 3.10, que representa a placa presente no ensaio de Tian *et al.*, este foi discretizado em elementos de 150 mm, gerando nós nas posições de fixação dos parafusos. Para simular o comportamento da placa nestes pontos, foram impedidos os deslocamentos e as rotações que a ligação aos montantes conferem. Sendo assim, foram impedidas a rotação em torno do eixo global X, a rotação em torno do eixo global Z e a translação segundo o eixo

global Y. Na parte superior do painel foram, ainda, impedidas as translações segundo os eixos globais Y e Z nos nós de ligação entre os perfis e as guias. O modelo estrutural do teste de Tian *et al.*, apresentado na Figura 3.11, contempla todas as condições de fronteira referidas, neste caso, com parafusos espaçados a 30 cm.

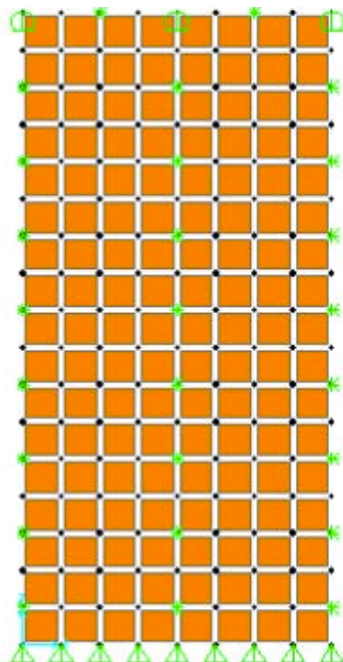


Figura 3.11 – Modelo numérico para simulação dos testes realizados por Tian *et al.*.

Por forma a proceder à verificação das hipóteses tomadas e à validação do modelo, foi aplicada uma força horizontal no topo do painel. Através da Figura 3.9, é possível observar que um carregamento lateral de 4 kN corresponde a um deslocamento de cerca de 5,2 mm. Recorrendo ao modelo elaborado, aplicando uma carga concentrada de 4 kN no topo do painel, foi obtido um deslocamento lateral de 5,01 mm (erro da ordem de 4%).

Analogamente à discretização adotada para o exemplo anterior, foi elaborado o modelo correspondente ao teste experimental realizado pelo AISI, com um painel de OSB de 2,44 x 12,20 m, espessura das placas de 12,0 mm e parafusos espaçados de 15,0 cm e 30,0 cm, como explicado previamente. Foi escolhido, de entre as várias configurações, o painel sem aberturas, sendo o seu aspecto final apresentado na Figura 3.12.

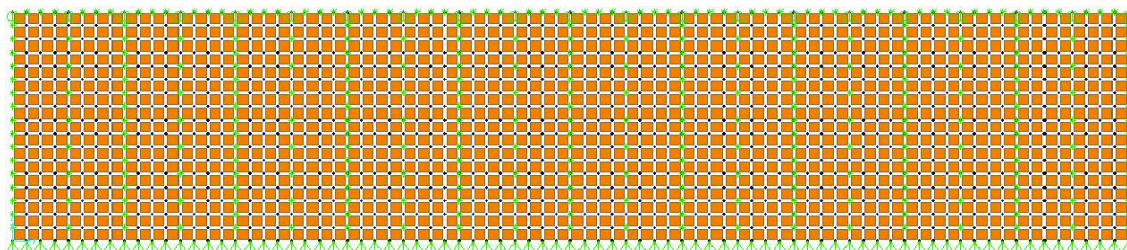


Figura 3.12 – Modelo numérico para simulação dos testes realizados por AISI.

De forma a validar o modelo, foi analisado o gráfico da Figura 3.7, no qual uma força horizontal de 25000 lbs (111,2 kN) corresponde a cerca de 0,2 in (5,08 mm). Aplicando essa mesma força no topo do painel do modelo numérico foi obtido um deslocamento de 5,47 mm (erro da ordem de 7,5%).

Conclui-se, desta forma, que os modelos simulam satisfatoriamente o comportamento linear do painel de LSF com placas OSB sujeito a uma força lateral. Tendo por base os dois modelos anteriores, foi possível simular o comportamento dos vários tipos de painéis presentes no edifício em estudo, ilustrados na Figura 3.13. Visto que todas as paredes exteriores e paredes entre fogos são revestidas a OSB em ambos os lados, a sua resistência foi considerada sob a forma de painéis com diferentes formatos, delimitados essencialmente pela configuração em planta do edifício e pelas aberturas. Conceberam-se, assim, 4 tipos de painéis, cujos tamanhos são apresentados na Figura 3.13.

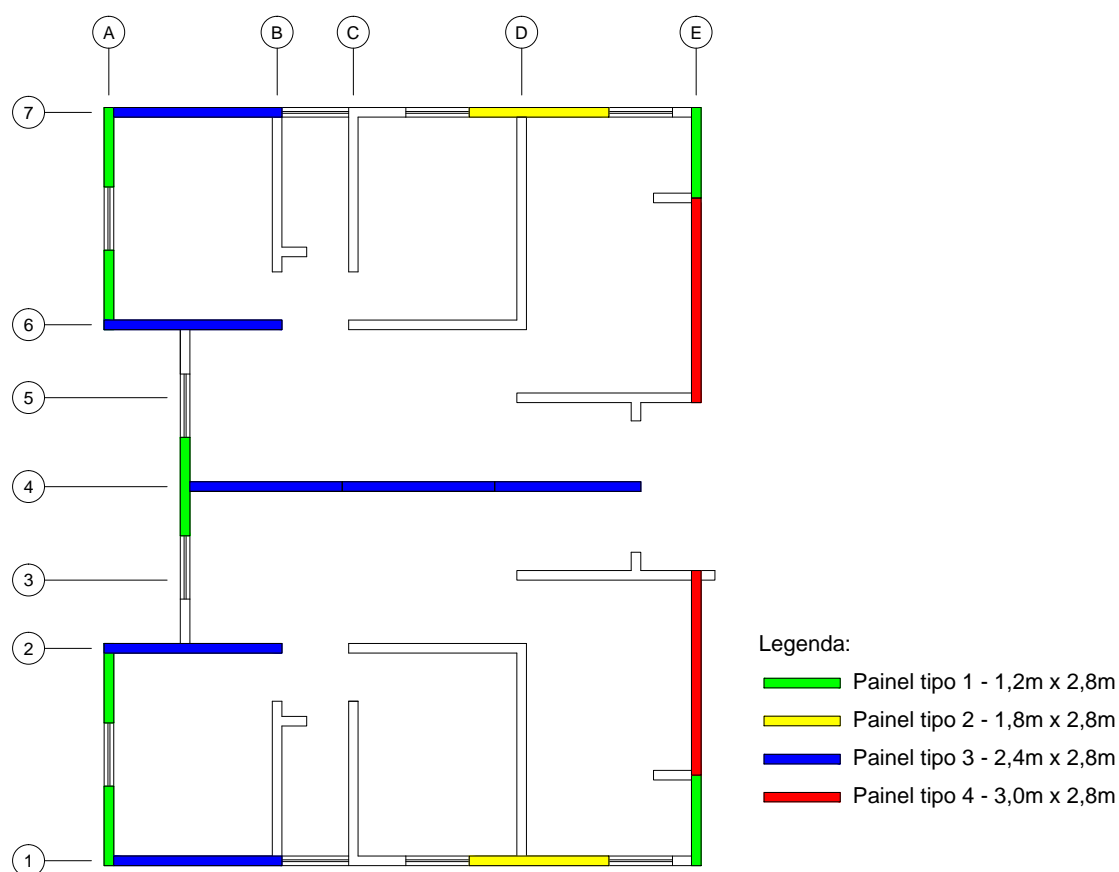


Figura 3.13 - Tipos de painéis considerados no edifício em estudo.

Apesar do comportamento isolado dos painéis ter sido satisfatoriamente simulado, o mesmo método não seria viável de aplicar à análise de um edifício por duas razões. Primeiro, como foi referido, os perfis não foram representados no modelo, o que não seria compatível com a análise de esforços dos perfis. Segundo, a modelação de todas as placas, divididas em nós espaçados a 15,0 cm, e a atribuição das *restraints* relativas ao posicionamento dos parafusos

seria um processo moroso, propenso a erros e tornaria o modelo bastante pesado. Desta forma, foram analisadas duas configurações alternativas para a estimativa do comportamento dos painéis OSB, tendo por base os modelos previamente criados.

3.5.2.3. Método da barra diagonal equivalente

O primeiro dos dois procedimentos utilizados foi o método da barra diagonal equivalente. Este consiste na adoção de uma barra diagonal do material de revestimento utilizado, neste caso OSB, com as dimensões tais que o comportamento do painel reproduza os resultados obtidos anteriormente.

Para a aplicação deste método, recorreu-se a estudos realizados por Smith (1966), que desenvolveu um método de avaliação da resistência de panos alvenaria em pórticos metálicos. Esta hipótese foi originalmente criada para vedações rígidas onde há uma redução do comprimento de contato entre vedação e pórtico metálico. No caso de paredes de LSF com fechamento em placas de OSB esta consequência não é verificada, pois a ligação é garantida em todo o perímetro da placa pelos parafusos.

Assim, devido à simplificação supracitada, a largura da barra equivalente é dada por:

$$w = \frac{R \cdot d}{t \cdot E_a \cdot \Delta d} \quad (3.2)$$

Onde:

- Δd - variação do comprimento da diagonal (mm);
- R - força de compressão na direção da diagonal, resultante das forças aplicadas na vedação (kN);
- E_a - módulo de elasticidade longitudinal do vedação (kN/cm^2);
- d - comprimento da diagonal BD da vedação (mm);
- w - largura equivalente a ser calculada (mm).

O primeiro passo para a determinação da diagonal equivalente é, portanto, o cálculo do deslocamento para o painel em análise. A análise descrita tem por base o painel tipo 4, com 3,0 x 2,8 m, como apresentado na Figura 3.14.

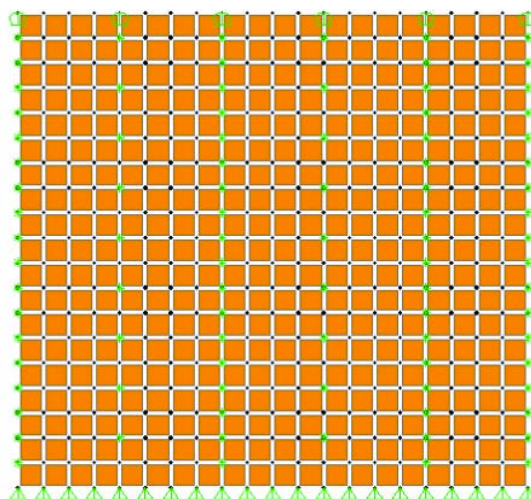


Figura 3.14 – Modelo numérico para simulação do comportamento do painel tipo 4.

Como é possível verificar, este foi discretizado da mesma forma que os exemplos comparativos dos testes experimentais. Na Figura 3.15 observa-se o campo de deslocamentos para uma carga F de 1 kN aplicada no topo do painel, verificando-se que o deslocamento máximo, atingindo no topo do mesmo, foi de 0,2842 mm no eixo global x .

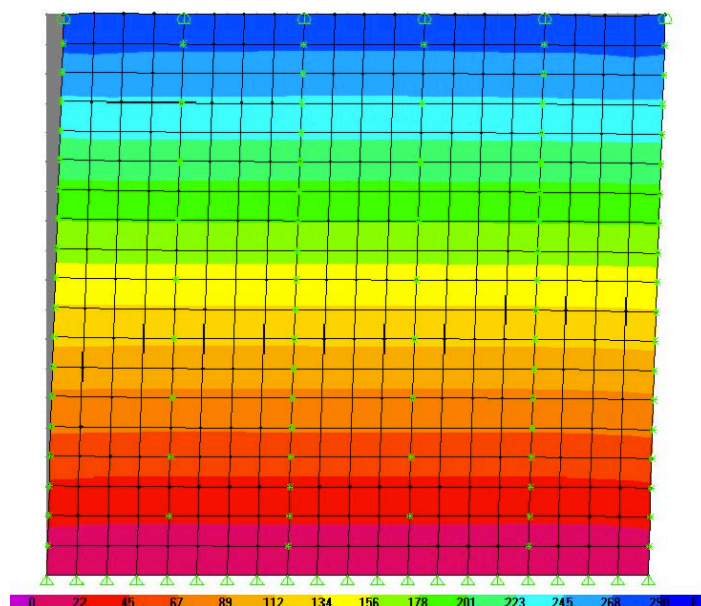


Figura 3.15 - Campo de deslocamentos do modelo numérico do painel tipo 4.

Assim, foi feita a decomposição vetorial da força Equivalente (R), obtendo-se o valor de 1,3114 kN, com um encurtamento da diagonal de 0,2082 mm, conforme ilustram as equações 3.3, 3.4 e 3.5.

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{2,80}{3,00} \right) = 43,025^{\circ} \quad (3.3)$$

$$R = \frac{F}{\cos(\theta)} = \frac{1}{\cos(43,025^\circ)} = 1,368 \text{ kN} \quad (3.4)$$

$$\cos(\theta) = \frac{\Delta d}{Ux} \Leftrightarrow \Delta d = \cos(\theta) \times Ux = 0,2842 \times \cos(43,025^\circ) = 0,2078 \text{ mm} \quad (3.5)$$

Assim, substituindo os valores das variáveis na equação (3.2) é calculada a largura da diagonal equivalente, cuja espessura será a do material original (OSB 12,0 mm) e comprimento correspondente à diagonal do painel (4,1037 m).

$$w = \frac{R \cdot d}{t \cdot E_a \cdot \Delta d} = \frac{1,368 \times 4103,7}{12 \times 3,5 \times 0,2078} = 643,2 \text{ mm} \quad (3.6)$$

De salientar que as diagonais de OSB possuem exatamente as mesmas características físicas dos painéis discretizados, embora só sejam consideradas à compressão. Com o objetivo de verificar o cálculo anterior, apresenta-se na Figura 3.16 a modelação dum painel com diagonal equivalente de OSB cuja deformação, para uma carga de 1 kN, foi de 0,2842 mm.

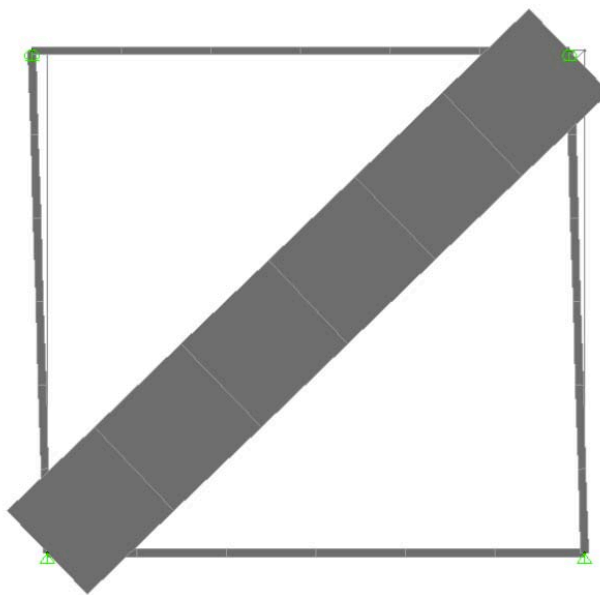


Figura 3.16 – Modelo numérico extrudido da diagonal equivalente de OSB.

Assim, para simular o comportamento dos restantes tipos de painéis, foi repetido o cálculo anterior, sendo os resultados apresentados na Tabela 3.3. Visto que os painéis adotados no edifício possuem revestimento com placas OSB de 12,0 mm em ambos os lados dos perfis, a largura da diagonal equivalente será o dobro do anteriormente apresentado, como é possível verificar na seguinte tabela.

Tabela 3.3 – Resumo do cálculo das diagonais equivalentes de OSB para os 4 tipos de painel.

Painel tipo	H (m)	L (m)	t (mm)	E_a (GPa)	θ (rad)	R (kN)	d (mm)	Ux (mm)	Δd (mm)	w (mm)
1	2,8	1,2	12,00	3,50	1,17	2,54	3046,31	0,54	0,21	862,8
2	2,8	1,8	12,00	3,50	1,00	1,85	3328,66	0,28	0,15	957,2
3	2,8	2,6	12,00	3,50	0,82	1,47	3820,99	0,17	0,12	1149,7
4	2,8	3,0	12,00	3,50	0,75	1,37	4103,66	0,14	0,10	1286,6

Através da Tabela 3.3 é possível observar objetivamente a influência da configuração (HxL) dos painéis no seu deslocamento perante uma mesma força. Embora o deslocamento diminua significativamente do painel tipo 1 para o painel tipo 4, a largura da diagonal equivalente (w) não diminui na mesma proporção. Isto é explicado pela diminuição do ângulo da diagonal nos painéis com maior largura (L), tornando a diagonal equivalente mais eficaz, necessitando, assim, dum menor aumento de largura (w). A título de exemplo, se fosse verificado um deslocamento de 0,5418 mm (correspondente ao painel tipo 1) num painel tipo 4, tal corresponderia a uma diagonal com 337,43 mm de largura (w).

3.5.2.4. Método da diagonal metálica equivalente

Analogamente ao exemplo anterior, Inoue (2004) apresentou a formulação da diagonal metálica equivalente submetida à tração para simular o comportamento de sistemas diafragma com painéis de chapa fina, aplicados a edificações estruturadas em aço. Na Figura 3.17 está representado o esquema utilizado para a determinação da seção da barra de contraventamento equivalente. Tal como no método anterior, determina-se uma seção da diagonal que apresente o mesmo deslocamento de um painel diafragma, para a mesma carga, F_h . A diferença reside no facto de, independentemente do material de revestimento utilizado, a diagonal equivalente ser um varão de aço.

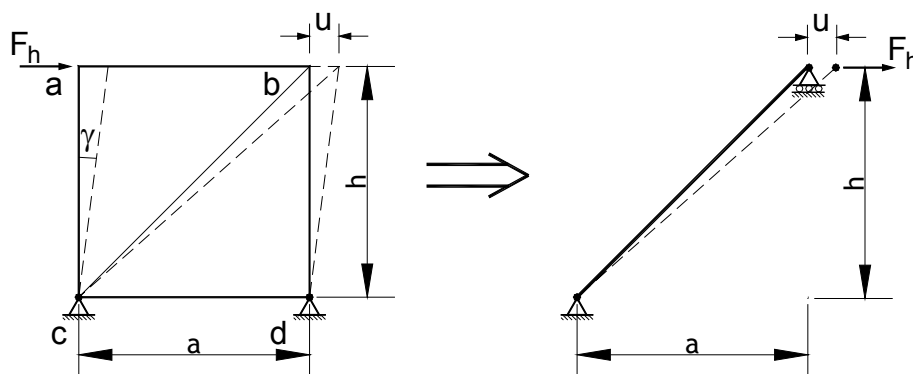


Figura 3.17 – Esquema para a determinação da diagonal metálica equivalente (Inoue, 2004).

Assim, utilizando os modelos anteriores e os respectivos deslocamentos para uma força lateral de 1 kN, foram determinadas as secções da barra diagonal que conferissem a rigidez equivalente ao sistema estrutural dos perfis de LSF e das chapas de OSB. De salientar que é possível utilizar a formulação anterior para determinar a área do varão de aço equivalente ao deslocamento do diafragma. Adaptando a equação (3.2), substituindo a área da diagonal equivalente de OSB (w.t) pela área do varão (A_v) e o módulo de elasticidade (E_a) do OSB pelo do aço, e considerando o mesmo deslocamento obtido para o painel de OSB tipo 4 com placas em ambos os lados (apresentado na Tabela 3.4), temos:

$$A_v = \frac{R \cdot d}{E_a \cdot \Delta d} = \frac{1,368 \times 4103,7}{203,0 \times 0,1039} = 266,16 \text{ mm}^2 \quad (3.7)$$

De forma a validar este resultado, que corresponde a um varão com 18,41mm de diâmetro, foi utilizado o modelo da Figura 3.17 substituindo a placa de OSB pela diagonal metálica equivalente. Como esperado, o deslocamento obtido foi exatamente o alcançado pelo modelo original, discretizado pelas placas OSB, e pelo modelo realizado no método da diagonal equivalente de OSB. Apresenta-se na Tabela 3.4 os valores do cálculo relativo aos restantes tipos de painéis.

Tabela 3.4 - Resumo do cálculo das diagonais metálicas para os 4 tipos de painel.

Painel tipo	H (m)	L (m)	E_a (Gpa)	θ (rad)	R (kN)	d (mm)	Ux (mm)	Δd (mm)	A (mm ²)	D (mm)
1	2,8	1,2	203,00	1,17	2,54	3046,31	0,54	0,21	178,51	15,1
2	2,8	1,8	203,00	1,00	1,85	3328,66	0,28	0,15	198,04	15,9
3	2,8	2,4	203,00	0,86	1,54	3687,82	0,19	0,12	226,53	17,0
4	2,8	3,0	203,00	0,75	1,37	4103,66	0,14	0,10	266,16	18,4

Em suma, pode ser utilizado qualquer um destes métodos na modelação do efeito de diafragma do edifício, visto que os resultados alcançados por ambos são equivalentes.

3.6. Ações

Com o objetivo de proceder à análise dos vários modelos propostos, foram definidas todas as ações regulamentares necessárias ao seu dimensionamento. De salientar que, como se trata dum edifício de LSF, cujo peso próprio é significativamente reduzido comparativamente a uma solução tradicional de betão armado e alvenaria, foi também definida a ação do vento.

3.6.1. Permanentes

As cargas permanentes, que incluem o peso próprio e as restantes cargas permanentes, foram definidas com base nos valores tipo de espessuras de placas e isolamentos apresentados no Capítulo 2. O pré-dimensionamento dos perfis metálicos tem, como se demonstrará de seguida, pouca influência nas ações da estrutura. Este facto é uma grande vantagem face ao dimensionamento de estruturas de betão armado, fortemente influenciadas pelo seu peso próprio. Apresentam-se, nas Tabelas seguintes (3.5, 3.6 e 3.7), as ações permanentes relativas às paredes exteriores, paredes interiores e ao piso seco.

Tabela 3.5 – Cálculo da carga de fachada relativa às paredes exteriores.

Material	Espessura	Densidade	Massa/m ²	Peso / metro linear
	(mm)	(kg/ m ³)	(kg/m ²)	(kN/m)
Gesso laminado	15,0	1000,0	15,0	0,41
Placa OSB	12,0	700,0	8,4	0,23
Lã Mineral	120,0	135,0	16,2	0,44
Placa OSB	12,0	700,0	8,4	0,23
ETICS	60,0	35,0	2,1	0,06
Perfis C150 // 0,60m	150,0	7860,0	5,2	0,14
Total	369	-	57,9	1,52

Tabela 3.6 – Cálculo da carga de fachada relativa às paredes interiores.

Material	Espessura	Densidade	Massa/m ²	Peso / metro linear
	(mm)	(kg/ m ³)	(kg/m ²)	(kN/m)
Gesso laminado	15,0	1000,0	15,0	0,41
Lã Mineral	40,0	135,0	5,4	0,15
Gesso laminado	15,0	1000,0	15,0	0,41
Perfis C90 // 0,60m	150,0	7860,0	4,0	0,11
Total	220,0	-	39,4	1,08

Tabela 3.7 – Cálculo da carga do piso seco.

Material	Espessura	Densidade	Peso / m ²
	(mm)	(kg/m ³)	(kN/m ²)
Gesso laminado	12,5	1000,0	0,12
Lã Mineral	120,0	135,0	0,16
Placa OSB	18,0	700,0	0,12
Perfis C200 // 0,60m	150,0	7860,0	0,08
RCP	-	-	1,00
Paredes interiores	-	-	0,6
Total	-	-	2,09

Tal como na modelação, foram considerados perfis C150 nos montantes e perfis C200 nas vigas. A carga aplicada no modelo, no entanto, não necessita de ter em conta o peso dos perfis, pois estes encontram-se definidos no mesmo. Assim, as tabelas apresentadas

demonstram apenas a influência diminuta do peso dos perfis na estrutura. De referir, ainda, que a restante carga permanente (RCP) exposta engloba parte significativa dos revestimentos de pavimentos, sendo, desta forma, representativa duma situação real. No que diz respeito à ação devida às paredes interiores, esta foi analisada segundo a NP EN 1991-1-1 6.3.1.2 (8), na qual para divisórias amovíveis com peso próprio:

- $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ se considera uma carga distribuída de $0,5 \text{ kN/m}^2$;
- $> 1,0 \text{ kN/m} \leq 2,0 \text{ kN/m}$ se considera uma carga distribuída de $0,8 \text{ kN/m}^2$.

Por último, a carga permanente relativa à cobertura foi determinada de forma simplificada. Dada a complexidade das estruturas da cobertura, adoptou-se, conservativamente, a mesma carga permanente que considerado para o piso seco, ou seja, $2,09 \text{ kN/m}^2$.

3.6.2. Variáveis

3.6.2.1. Sobrecarga

Tratando-se o exemplo em estudo de um edifício de habitação, a sobrecarga de pavimento prescrita na NP EN 1991-1-1 no Quadro NA - 6.2 (Anexo nacional) é $2,0 \text{ kN/m}^2$. A sobrecarga para coberturas não acessíveis, prescrita no Quadro NA-6.10 da norma supracitada, é $0,4 \text{ kN/m}^2$ e cujo coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável (ψ_2) é nulo.

3.6.2.2. Vento

A ação do vento aplicada no edifício foi determinada a partir da NP EN 1991-1-4. Focando o dimensionamento nos montantes, nas vigas e na resistência às forças horizontais, foi, apenas, definida a ação do vento nas paredes verticais do edifício, excluindo, assim, a cobertura.

A definição da ação do vento consiste, essencialmente em duas partes distintas. Primeiro é definida a pressão dinâmica de pico (q_p), e, seguidamente, são definidos os coeficientes de pressão exterior e interior (c_{pe} e c_{pi} , respetivamente). Da posse destas duas variáveis é definida a pressão exercida pelo vento (w).

Adoptou-se o valor básico da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$) igual a 30 m/s , visto que este é o mais condicionante dos dois valores apresentados pela NP EN 1991-1-4. Conforme indicação desta mesma norma no ponto 4.2 (2), os coeficiente de direção (c_{dir}) e de sazão (c_{season}) tomaram-se igual a 1. De posse destes três valores calculou-se o valor de referência da velocidade do vento (v_b), conforme a equação (3.8).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = v_{b,0} = 30 \text{ m/s} \quad (3.8)$$

Assim, através da eq. (3.9), determinou-se a pressão dinâmica de referência (q_b), onde a massa volúmica do ar (ρ) toma o valor $1,25 \text{ kg/m}^3$.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5625 \text{ kPa} \quad (3.9)$$

A pressão dinâmica de pico depende da altura acima do solo (z) do edifício em estudo, conforme a equação (3.10).

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.10)$$

O coeficiente de exposição ($C_e(z)$) encontra-se definido na Figura NA-4.2 da norma supracitada, em função da categoria de terreno e da altura (z). Apresenta-se, na Tabela 3.8, os valores relativos aos modelos em estudo, considerando a categoria de terreno III, correspondente a zonas suburbanas.

Tabela 3.8 – Cálculo da pressão dinâmica de pico.

q_b (kPa)	Categoria terreno	z_{min} (m)	z (m)	$C_e(z)$	q_p (kN/m ²)
0,5625	III	8	11,2	1,775	1,00

Tendo em conta que a NP EN 1991-1-4 apenas apresenta coeficientes de pressão (c_p) para algumas formas de plantas de edifícios, foi considerado o exemplo em estudo como edifício de planta rectangular. Como referido no ponto 7.2.2 (1), um edifício cuja altura h é inferior à dimensão transversal à direção do vento (b) deverá ser considerado como tendo uma única parte. Logo, visto que o edifício em análise apresenta dimensões em planta de $12,0 \times 20,8 \text{ m}$ e $11,2 \text{ m}$ de altura (4 pisos de $2,8 \text{ m}$), este foi considerado como tendo uma única parte. Isto significa que a pressão aplicada nas fachadas do edifício será constante em toda a altura.

Analisando as indicações da Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4 foram definidas as várias zonas para cada um dos modelos. Apresenta-se nas Figura 3.18 e Figura 3.19 a distribuição de coeficientes de pressão exterior (c_{pe}) obtida para o edifício de 4 pisos ($z = 11,2 \text{ m}$) e, na Tabela 3.9, a respectiva pressão exterior do vento (w_e).

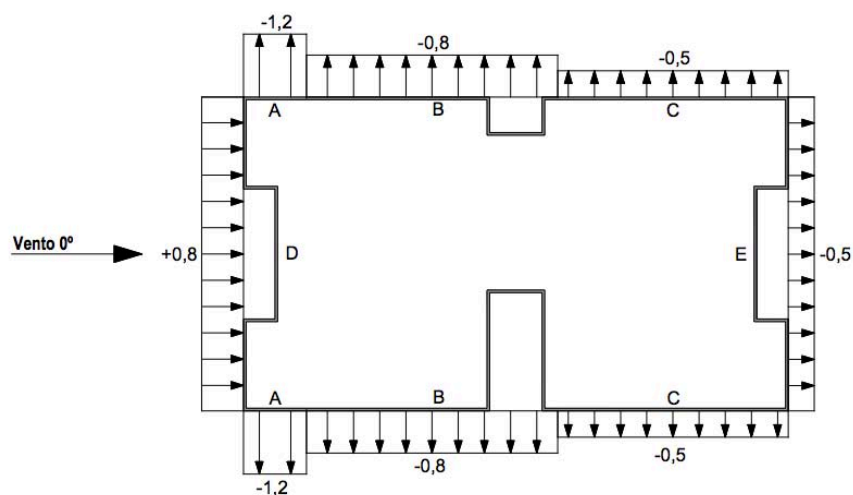


Figura 3.18 - Coeficientes de pressão exterior para edifício com 11,2 m de altura e vento 0°.

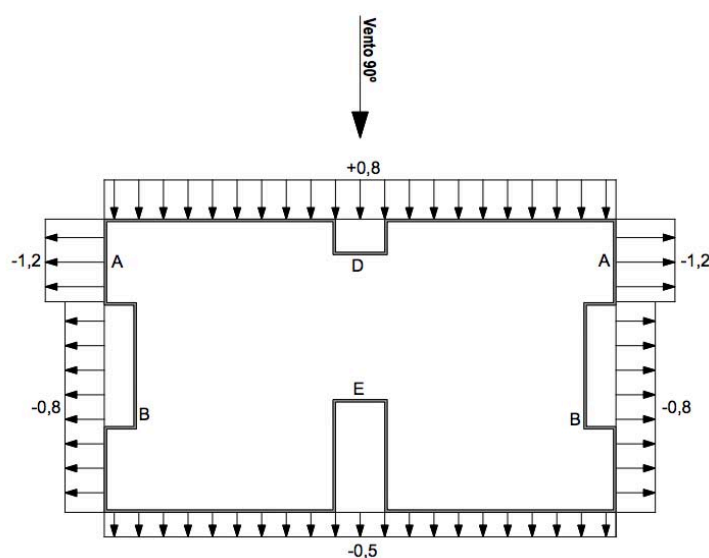


Figura 3.19 – Coeficientes de pressão exterior para edifício com 11,2 m de altura e vento 90°.

Tabela 3.9 – Cálculo da pressão exterior para cada uma das zonas definidas na EN NP 1991-1-4 para o edifício com 11,2 m de altura.

Zona	$C_{pe,10}$	$q_p(z)$	w_e
		(kN/m^2)	(kN/m^2)
A	-1,2	1,00	-1,20
B	-0,8		-0,80
C	-0,5		-0,50
D	0,8		0,80
E	-0,5		-0,50

Analogamente ao modelo apresentado, foi definida a ação do vento para as restantes alturas e aplicados no programa SAP2000 como forças distribuídas estáticas.

De salientar que não foi considerada a pressão interior visto que, segundo a norma supramencionada, no ponto 7.2.9 (3), aberturas como portas ou janelas podem ser consideradas como estando fechadas no estado limite último, ou seja, durante situações de vento muito intenso. Apesar disso, a norma recomenda que esta pressão seja tida em conta numa situação de projeto accidental que, no entanto, se encontra fora do âmbito desta dissertação.

3.6.2.3. Sismo

A ação sísmica foi representada, segundo a NP EN 1998-1, pelos espectros de resposta elástica dos sismos tipo 1 e tipo 2. Para tal, considerou-se o edifício situado em Lisboa e fundado num terreno tipo C. Dado que se trata de um edifício corrente, enquadra-se na classe de importância II, cujos coeficientes de importância (γ_I) são iguais a 1,0. Segundo o ponto 4.3.2.3 e 4.2.3.3 da norma supracitada, o edifício em estudo foi considerado regular em planta e em altura visto pois todas as condições indicadas.

A definição do valor do coeficiente de comportamento para edifícios em LSF não é clara na EN1998. A estrutura pode ser definida como uma estrutura na qual a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos sujeitos a esforços normais (ponto 6.3.1 da EN1998-1). O edifício classifica-se como pórtico com contraventamentos diagonais centrados com zonas dissipativas unicamente nas diagonais traccionadas (Figura 3.20) ou como pórtico com contraventamentos em V centrados com zonas dissipativas nas diagonais traccionadas e comprimidas (Figura 3.21).

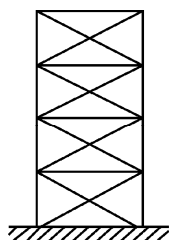


Figura 3.20 - Pórticos com contraventamentos diagonais centrados (zonas dissipativas unicamente nas diagonais traccionadas) (EN1998-1).

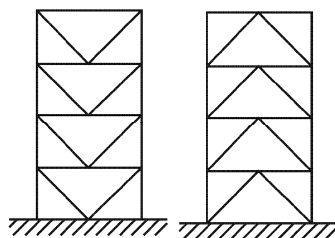


Figura 3.21 - Pórticos com contraventamentos em V centrados (zonas dissipativas nas diagonais traccionadas e comprimidas) (EN1998-1).

Considerando o efeito diafragma do OSB como uma diagonal comprimida, como foi observado anteriormente, a classificação da estrutura depende na consideração ou não dos painéis OSB como elemento estrutural. No Quadro 6.2 da EN1998-1 (Tabela 3.10) apresenta-se o limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura.

Tabela 3.10 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura (EN1998-1).

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórticos simples	4	$5\alpha_0/\alpha_1$
b) Pórtico com contraventamentos centrados Contraventamentos diagonais Contraventamentos em V	4	4
	2	2,5
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5\alpha_0/\alpha_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2\alpha_0/\alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a secção 5	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4\alpha_0/\alpha_1$
g) Pórticos simples com enchimentos Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico Enchimentos de betão armado ligados Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	2	2
	Ver a secção 7	
	4	$5\alpha_0/\alpha_1$

Posto isto, para uma nível de ductilidade médio, e considerando o efeito diafragma do OSB para todos os modelos, o edifício foi classificado como pórtico com contraventamentos centrados em V e o coeficiente de comportamento (q) adoptado foi 2,0.

Por fim, apresentam-se, na Tabela 3.11, os valores necessários à definição do espectro de cálculo ($S_d(T)$) para análise no programa SAP2000.

Tabela 3.11 – Valores requeridos para a definição do espectro de cálculo.

Zona Sísmica	a_{gR} m/s^2	γ_I	a_g m/s^2	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S	q
1.3	1,50	1,00	1,50	1,60	0,10	0,60	2,00	1,50	2,00
2.3	1,70	1,00	1,70	1,60	0,10	0,25	2,00	1,46	

Segundo o Quadro A1.1 da NP 1990, o valor recomendado para o coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável (ψ_2) é 0,3 para edifícios da Categoria A, ou seja, zonas de habitação, como é o caso do exemplo em estudo. Assim, para a combinação de sismo, o valor das ações verticais quase-permanentes (p_{qp}) aplicadas à estrutura é dado pela equação (3.11).

$$p_{qp} = g + \psi_2 q = 2,33 + 0,3 \times 2 = 2,93 \text{ kN/m}^2 \quad (3.11)$$

3.7. Combinação de ações

3.7.1. Estados limites últimos

Foram definidas, recorrendo à NP EN 1990, 3 combinações de ações para verificar o estado limite último da estrutura, sendo estas:

- Combinação fundamental com sobrecarga como variável base, e vento como variável acompanhante, apresentada na eq. (3.12);

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q + 1,5 \times 0,6 \cdot w \quad (3.12)$$

- Combinação fundamental com vento como variável base, e sobrecarga como variável acompanhante, exposta na eq. (3.13);

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w + 1,5 \times 0,7 \cdot q \quad (3.13)$$

- Combinação para situação de projeto sísmico, apresentada na eq. (3.14).

$$E_d = G_k + \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} = g + 0,3 \cdot q + s \quad (3.14)$$

Em que:

- E_d - valor de cálculo do efeito das ações;
- γ_G e γ_Q - coeficientes parciais de segurança relativos às ações permanentes e variáveis, respectivamente;
- G_k - valor característico da ação permanente;
- $Q_{k,1}$: valor característico da ação variável base da combinação 1;
- $Q_{k,i}$ - valor característico da ação variável acompanhante i ;
- ψ_0 - coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- ψ_2 - coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável;
- A_{Ed} - valor de cálculo de uma ação sísmica;
- g - valor da ação permanente calculada na secção 3.6.1 Permanentes;

- q - valor da ação de sobrecarga calculada na secção 3.6.2.1 Sobrecarga;
- w - valor da ação do vento calculada na secção 3.6.2.2 Vento;
- s - valor da ação de sismo calculada na secção 3.6.2.3 Sismo.

3.7.2. Estados limites de utilização

Para verificar o estado limites de utilização, nomeadamente quanto à deformação dos perfis, foi utilizada a combinação de ações quase permanente apresentada na equação (3.15) e cujas variáveis já foram definidas anteriormente.

$$E_d = G_k + \psi_{2,i} Q_{k,i} = g + 0,3 \cdot q \quad (3.15)$$

3.8. Conclusão

A modelação de estruturas de edifícios em LSF é um processo complexo devido ao elevado número de elementos em estudo e às especificidades deste tipo de estrutura. O resumo da modelação da estrutura apresentado neste capítulo resultou num modelo com aproximadamente 1730 *frames* (1860 *frames* quando considerado o OSB) e 2336 *shells*, cujo aspecto final se apresenta no Anexo 3.

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

4.1. Introdução

De forma a realizar um correto dimensionamento da estrutura em estudo, foram analisados os diversos modelos estruturais descritos anteriormente, submetidos às várias combinações de ações previamente consideradas. Assim, apresentam-se neste capítulo os esforços e deslocamentos obtidos no programa *SAP2000*. Estes encontram-se organizados por tipo de elemento estrutural, permitindo uma análise comparativa entre os vários tipos de modelos estudados. Por forma a melhor avaliar as diferenças de comportamento com a consideração do OSB, foram utilizadas as mesmas fitas metálicas em ambos os modelos, eliminando, assim, uma variável de análise.

Com o objectivo de não sobrecarregar o capítulo, foram omitidos os esforços correspondentes a algumas combinações que conduziram a resultados com pouca relevância. De salientar que a definição dos alinhamentos utilizados para identificar os elementos estruturais está presente na figura do Anexo 2.

4.2. Análise sísmica

A ação sísmica, cujos valores necessários à sua definição foram apresentados na Tabela 3.11, combinada através da expressão exposta na Eq. 3.14, foi, ainda, decomposta nas duas direções do plano. Visto que seria pouco realista estudar uma ação conjunta de sismo de projeto igual nas duas direções, foi considerada a seguinte combinação:

$$A_{Ed,1x} = 1,0 A_{Ed,x} + 0,3 A_{Ed,y} \quad (4.1)$$

$$A_{Ed,1y} = 0,3 A_{Ed,x} + 1,0 A_{Ed,y} \quad (4.2)$$

Em que:

- $A_{Ed,1x}$ e $A_{Ed,1y}$ - valor de cálculo de uma ação sísmica para a combinação Sismo 1x e Sismo 1y;
- $A_{Ed,x}$ e $A_{Ed,y}$ - valor de cálculo de uma ação sísmica segundo a direção x e y, respectivamente.

Utilizando os montantes (C150), as vigas (C200) e as fitas metálicas (100 mm²), foi feita uma primeira iteração para obter os esforços de dimensionamento de cada um destes elementos. Concluído o processo, realizado no capítulo 5, é possível realizar uma análise modal mais correta, visto que a área das fitas metálicas adoptadas influencia a rigidez global do edifício e,

consequentemente, a sua frequência e aceleração do espectro de resposta. Apresentam-se na Tabela 4.1 e 4.2 os valores correspondentes ao período, frequência e factores de participação de massa discretos e acumulados dos modos mais relevantes, considerando ou omitindo o efeito de diafragma dos painéis OSB.

Tabela 4.1 - Período, frequência e factor de participação de massa para modelo #1 e #2 (sem consideração do OSB).

Modo de Vibração	Período	Frequência	Factor de participação de massa (%)			
			Discreto		Acumulado	
	(s)	(Hz)	x	y	x	y
1	0,772	1,338	0,001	80,630	0,001	80,630
2	0,728	1,355	0,002	0,004	0,003	80,634
3	0,620	1,684	81,018	0,001	81,021	80,635
4	0,287	3,488	0,000	14,122	81,021	94,757
5	0,276	3,627	15,013	0,000	96,034	94,757
6	0,266	3,763	0,000	0,374	96,034	95,131

Tabela 4.2 - Período, frequência e factor de participação de massa para modelo #3 (com consideração do OSB).

Modo de Vibração	Período	Frequência	Factor de participação de massa (%)			
			Discreto		Acumulado	
	(s)	(Hz)	x	y	x	y
1	0,616	1,624	0,001	79,240	0,001	79,240
2	0,612	1,633	0,001	0,013	0,002	79,253
3	0,475	2,106	79,706	0,002	79,708	79,255
4	0,249	4,012	16,220	0,000	95,928	79,255
5	0,231	4,320	0,000	15,184	95,929	94,439
6	0,229	4,361	0,000	0,562	95,929	95,001

Conforme previsto, o período fundamental diminuiu com a consideração do OSB, dado o incremento de rigidez associado. Dado o maior número, e tipo, de pórticos contraventados na direção x, o primeiro modo de vibração foi, como seria expectável, na direção y para ambos os modelos, seguindo-se um modo de torção pura com uma participação de massa praticamente nula.

Observando o espectro de resposta, exposto na Figura 4.1, e os períodos fundamentais de ambos os modelos, conclui-se que a ação sísmica mais gravosa é o sismo tipo 1. Assim, os resultados relativos ao sismo tipo 2 não são apresentados, tendo apenas sido analisados para confirmar tal pressuposto. É ainda possível inferir que o aumento de rigidez referente à consideração do efeito de diafragma resulta num aumento do valor da ação sísmica na direção y (cerca de 25%). No entanto, visto que ambos os períodos referentes ao modo de translação

em x se encontram no patamar constante do espectro de resposta, não existe qualquer variação do valor da aceleração de dimensionamento.

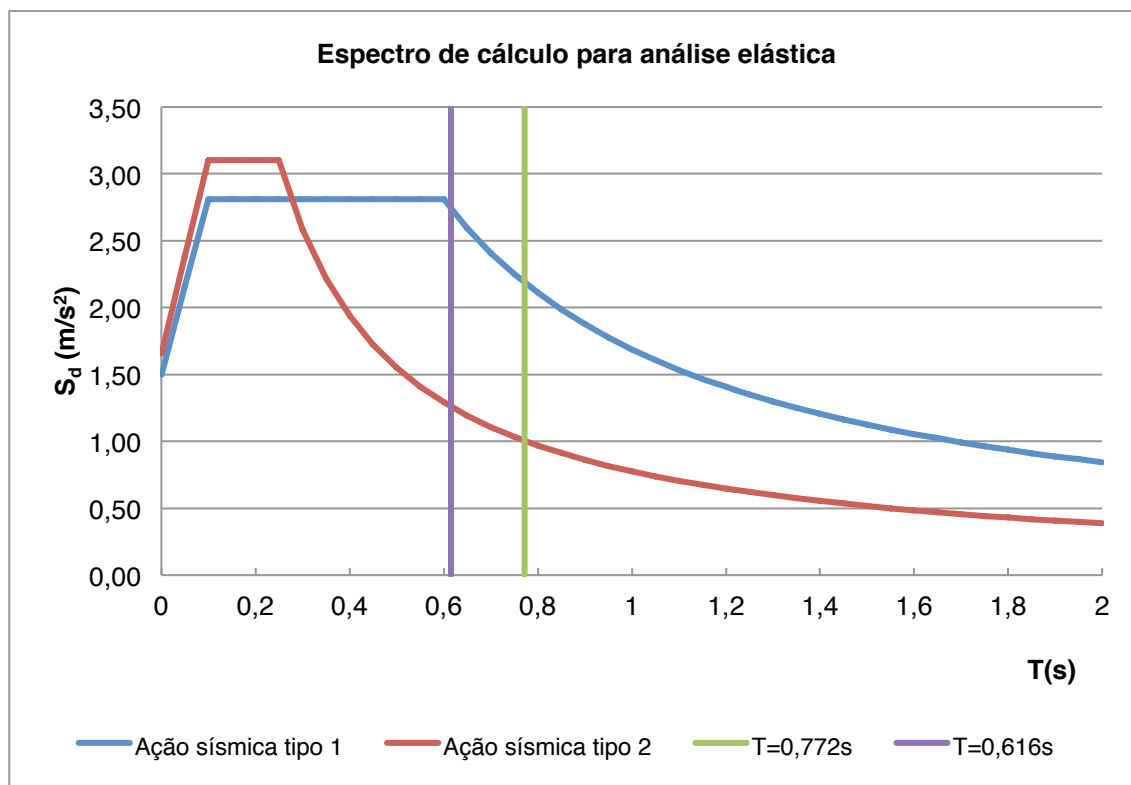


Figura 4.1 - Espectro de cálculo para ação sísmica tipo 1 e tipo 2.

4.3. Esforços e deslocamentos

4.3.1. Montantes

A análise dos esforços dos montantes foi dividida em duas partes distintas. A primeira consistiu no estudo dos perfis isolados e sem qualquer intervenção no contraventamento da estrutura, ou seja, elementos que não se encontram ligados a fitas metálicas nem formam o perímetro de uma parede diafragma. Para tais montantes, a combinação mais desfavorável foi a de estado limite último com sobrecarga como variável base. Apresentam-se, na Tabela 4.3 e 4.4, os valores correspondentes a esta combinação para os dois tipos de condição de apoio das vigas, variável que influencia a distribuição das cargas verticais.

Tabela 4.3 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação de estado limite último e condição de apoio de viga contínua.

Condição de apoio	Piso	Alinhamento	N _{Ed} - (kN)	Combinação	Variável base
Contínuo	1	1	29,1	ELU	Sobrecarga
		2	46,2		
		3	51,4		
		4	26,5		
	2	1	21,0		
		2	33,1		
		3	33,6		
		4	19,6		
	3	1	12,8		
		2	20,2		
		3	18,7		
		4	12,2		
	4	1	4,5		
		2	7,4		
		3	4,8		
		4	4,6		

Tabela 4.4 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação de estado limite último e condição de apoio de viga bi-apoiada.

Condição de apoio	Piso	Alinhamento	N _{Ed} - (kN)	Combinação	Variável base
Bi-apoiado	1	1	31,6	ELU	Sobrecarga
		2	40,3		
		3	38,4		
		4	33,9		
	2	1	22,7		
		2	28,8		
		3	27,1		
		4	23,7		
	3	1	13,7		
		2	17,6		
		3	16,3		
		4	13,9		
	4	1	4,7		
		2	6,3		
		3	5,6		
		4	4,5		

Visto que esta combinação também contemplava a variável acompanhante de vento, apresentam-se de seguida, na Tabela 4.5, os deslocamentos relativos a tal combinação para ação do vento a 0 e 90° e com/sem consideração do efeito OSB.

Tabela 4.5 – Deslocamentos relativos entre pisos para a combinação fundamental com sobrecarga como variável base.

Consideração do OSB	Piso	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	Variável base	Variável acompanhante
		(mm)	(mm)		
Não	1	1,9	0,0	Sobrecarga	Vento 0°
	2	2,1	0,1		
	3	2,0	0,0		
	4	1,7	0,1		
Não	1	0,5	4,7	Sobrecarga	Vento 90°
	2	0,0	4,6		
	3	0,0	4,4		
	4	0,1	3,6		
Sim	1	1,0	0,0	Sobrecarga	Vento 0°
	2	1,4	0,0		
	3	1,4	0,0		
	4	1,2	0,1		
Sim	1	0,1	2,5	Sobrecarga	Vento 90°
	2	0,1	2,8		
	3	0,0	2,7		
	4	0,1	2,2		

A segunda parte do processo de análise dos montantes consistiu em estudar os esforços a que estes estão sujeitos para as combinações de sismo e de vento como variável base. Para este tipo de combinações, em que os esforços de dimensionamento dependem significativamente da rigidez da estrutura, e por sua vez do sistema de contraventamento, foi necessário adoptar um processo iterativo, tal como explicado anteriormente. Os valores finais dos esforços de dimensionamento devido às combinações de sismo em ambas as direcções, com e sem consideração do efeito de diafragma do OSB apresentam-se na Tabela 4.6 a 4.9. De referir que as combinações condicionantes foram ambas referentes ao sismo tipo 1 visto que, dado o espectro de resposta e o período fundamental do edifício, este é o mais condicionante. Devido ao extenso volume de resultados, optou-se por omitir os resultados relativos ao sismo tipo 2 e às combinações de vento.

Tabela 4.6 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1x, não considerando o efeito diafragma do OSB.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N _{Ed} - (kN)	d _{r,x} (mm)	M _{Ed,x} (kNm)	d _{r,y} (mm)	M _{Ed,y} (kNm)	Combinação
1	1	2	92,9	7,7	0,72	2,9	0,27	Sismo 1x
		3	80,8		0,62		0,23	
	2	3	89,3		0,69		0,26	
	4	3	115,1		0,89		0,33	
2	1	2	57,9	9,4	0,54	4,0	0,23	
		3	45,2		0,42		0,18	
	2	3	51,3		0,48		0,21	
	4	3	82,4		0,77		0,33	
3	1	2	29,9	10,0	0,30	4,2	0,13	
		3	23,0		0,23		0,10	
	2	3	27,5		0,28		0,12	
	4	3	46,5		0,47		0,20	
4	1	2	9,4	8,4	0,08	2,9	0,03	
		3	6,7		0,06		0,02	
	2	3	13,8		0,12		0,04	
	4	3	20,9		0,18		0,06	

Tabela 4.7 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1y, não considerando o efeito diafragma do OSB.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N _{Ed} - (kN)	d _{r,x} (mm)	M _{Ed,x} (kNm)	d _{r,y} (mm)	M _{Ed,y} (kNm)	Combinação
1	A	1	76,3	2,4	0,18	9,6	0,73	Sismo 1y
	E	1	89,1		0,21		0,86	
		4	89,0		0,21		0,85	
2	A	1	44,6	3,0	0,13	12,7	0,57	
	E	1	57,9		0,17		0,74	
		4	44,6		0,13		0,57	
3	A	1	22,4	3,2	0,07	13,1	0,29	
	E	1	32,6		0,10		0,43	
		4	19,6		0,06		0,26	
4	A	1	7,4	2,5	0,02	9,7	0,07	
	E	1	13,4		0,03		0,13	
		4	5,2		0,01		0,05	

Tabela 4.8 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1x, considerando o efeito diafragma do OSB.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N _{Ed} (kN)	d _{r,x} (mm)	M _{Ed,x} (kNm)	d _{r,y} (mm)	M _{Ed,y} (kNm)	Combinação
1	1	2	70,3	4,8	0,34	2,3	0,16	Sismo 1x
		3	90,6		0,43		0,21	
	2	3	92,3		0,44		0,21	
	4	3	107,9		0,52		0,25	
2	1	2	39,9	5,9	0,24	2,9	0,12	
		3	55,7		0,33		0,16	
	2	3	55,4		0,33		0,16	
	4	3	63,6		0,38		0,18	
3	1	2	19,0	6,2	0,12	3,0	0,06	
		3	28,4		0,18		0,09	
	2	3	28,1		0,17		0,08	
	4	3	29,9		0,19		0,09	
4	1	2	5,5	5,1	0,03	2,3	0,01	
		3	8,3		0,04		0,02	
	2	3	8,9		0,05		0,02	
	4	3	8,0		0,04		0,02	

Tabela 4.9 - Esforços de dimensionamento dos montantes para combinação Sismo 1y, considerando o efeito diafragma do OSB.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N _{Ed} (kN)	d _{r,x} (mm)	M _{Ed,x} (kNm)	d _{r,y} (mm)	M _{Ed,y} (kNm)	Combinação
1	A	1	68,9	1,4	0,10	6,8	0,47	Sismo 1y
	E	1	89,9		0,13		0,61	
		4	118,8		0,17		0,81	
2	A	1	32,9	1,9	0,06	9,1	0,30	
	E	1	49,5		0,09		0,45	
		4	63,7		0,12		0,58	
3	A	1	10,9	2,0	0,02	9,0	0,10	
	E	1	19,6		0,04		0,18	
		4	25,4		0,05		0,23	
4	A	1	3,4	1,9	0,01	7,2	0,02	
	E	1	10,9		0,02		0,08	
		4	10,8		0,02		0,08	

Apesar do efeito de diafragma aumentar a rigidez do sistema e, conseqüentemente, os esforços e a aceleração do espectro de dimensionamento, este aumento é compensado pela redistribuição dos esforços nos montantes dos pórticos. Quando os montantes são contraventados apenas com fitas metálicas (que apenas trabalham à tração), estas induzem compressões no montante ao qual estiverem ligadas. Por outro lado, o efeito de diafragma funciona como uma diagonal em compressão, ou seja, quando o pórtico é solicitado com forças

horizontais, a diagonal à compressão provoca um esforço de tração no montante a que se encontra ligado. Ilustra-se na Figura 4.2 o fenómeno supracitado, na qual o montante 1 se encontra comprimido devido à tração da fita metálica e o montante 2 se encontra traccionado devido à compressão da diagonal equivalente de OSB.

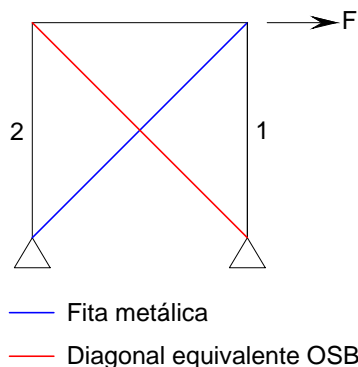


Figura 4.2 – Esquema de pórtico contraventado com dois tipos de diagonal (compressão e tração).

4.3.2. Vigas

Os esforços necessários ao dimensionamento das vigas, para ambas as condições de apoio apresentadas na secção 3.4.1, e para a combinação de estado limite último, são apresentados na Tabela 4.10. Os diagramas de esforços correspondentes aos alinhamentos descritos na Tabela 4.10 são ilustrados no Anexo 4.

Tabela 4.10- Esforços de dimensionamento das vigas para a combinação de estado limite último em função das condições de apoio.

Condição de apoio	Alinhamento		M_{Ed+}	M_{Ed-}	Combinação
			(kNm)	(kNm)	
Contínuo	A	1-2 e 6-7	5,0	-	ELU
	B	1-7	3,9	3,5	
	D	1-7	7,7	6,6	
Bi-apoiado	A	1-2 e 6-7	5,8	-	
	B	1-2 e 6-7	5,6	-	
		2-4 e 4-6	2,4	-	
	D	1-3 e 5-7	10,8	-	
		3-5	-	-1,6	

Conforme seria expectável, com as vigas bi-apoiadas nos montantes, os momentos flectores tomam valores mais elevados em alguns troços, enquanto as vigas continuamente apoiadas apresentam valores mais equilibrados.

4.3.3. Contraventamento

4.3.3.1. Fitas metálicas

A análise dos esforços e dimensionamento das fitas metálicas, apesar de se tratar de um processo iterativo, como previamente explicado, trata-se de um procedimento simples, dado que são elementos apenas solicitados à tração. Apresentam-se, na Tabela 4.11 e 4.12, os valores condicionantes das fitas metálicas utilizadas, que, mais uma vez, correspondem à combinação de sismo tipo 1. De salientar que os valores apresentados correspondem a uma fita metálica, lembrando que são colocadas fitas em ambos os lados da parede.

Tabela 4.11 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas para a combinação Sismo 1x, não considerando o efeito diafragma do OSB.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N_{Ed+} / fita	Combinação
			(kN)	
1	1	2	20,9	Sismo 1x
		3	24,1	
	2	3	28,8	
	4	3	45,6	
2	1	2	16,3	
		3	22,0	
	2	3	21,1	
	4	3	41,3	
3	1	2	10,9	
		3	15,9	
	2	3	15,4	
	4	3	36,3	
4	1	2	4,3	
		3	8,6	
	2	3	9,0	
	4	3	21,3	

Tabela 4.12 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas para a combinação Sismo 1y, não considerando o efeito diafragma do OSB.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N_{Ed+} / fita	Combinação
			(kN)	
1	A	1	25,0	Sismo 1y
	E	1	20,7	
		4	50,1	
2	A	1	20,1	
	E	1	18,0	
		4	46,2	
3	A	1	14,8	
	E	1	14,1	
		4	34,3	
4	A	1	8,0	
	E	1	11,2	
		4	15,2	

4.3.3.2. Fitas metálicas e placas OSB

O tipo de modelação utilizado permite analisar separadamente os esforços das fitas metálicas e das placas OSB, visto que estes foram discretizados com diferentes diagonais. Tal como na anterior secção, apresentam-se na Tabela 4.13 e 4.14 os valores condicionantes correspondentes às fitas metálicas e, conjuntamente, os valores de compressão nas diagonais equivalentes ao efeito diafragma OSB. De referir, mais uma vez, que as fitas metálicas utilizadas neste modelo mantiveram-se inalteradas, tendo apenas sido adicionado o efeito diafragma dos painéis OSB.

Tabela 4.13 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas e das diagonais equivalentes de OSB para a combinação Sismo 1x.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N_{Ed+} / fita	N_{Ed-} / diagonal OSB	Combinação
			(kN)	(kN)	
1	1	2	10,7	10,9	Sismo 1x
		3	13,1	12,4	
	2	3	16,2	14,0	
	4	3	28,3	21,0	
2	1	2	8,0	8,2	
		3	11,2	11,1	
	2	3	10,7	12,1	
	4	3	23,7	20,6	
3	1	2	4,4	5,8	
		3	6,7	9,3	
	2	3	6,7	9,9	
	4	3	18,0	18,1	
4	1	2	1,5	1,9	
		3	3,1	4,6	
	2	3	3,4	5,3	
	4	3	8,7	12,0	

Tabela 4.14 - Esforços de dimensionamento das fitas metálicas e das diagonais equivalentes de OSB para a combinação Sismo 1y.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N_{Ed+} / fita	N_{Ed-} / diagonal OSB	Combinação
			(kN)	(kN)	
1	A	1	17,3	12,9	Sismo 1y
	E	1	11,9	17,0	
		4	34,3	26,7	
2	A	1	13,3	12,1	
	E	1	9,6	14,5	
		4	31,2	25,9	
3	A	1	8,2	10,0	
	E	1	7,1	11,8	
		4	21,9	22,8	
4	A	1	3,7	4,8	
	E	1	4,8	6,9	
		4	8,6	11,2	

É possível observar das anteriores tabelas que, como as fitas metálicas utilizadas foram ajustadas aos esforços de dimensionamento e os painéis OSB, por outro lado, se mantêm constantes ao longo dos andares do edifício, a contribuição destes difere de piso para piso. Assim, para os pisos inferiores, a contribuição do efeito de diafragma de OSB é, em geral, inferior à contribuição da fita metálica. Este facto inverte-se para os pisos superiores, em que a rigidez do efeito de diafragma suplanta a da fita metálica.

Dado que a área das fitas metálicas se manteve constante, é possível correlacionar os valores apresentados sem a análise do OSB com os valores análogos em que se considerou o efeito do OSB. Para a combinação Sismo 1x a aceleração do espectro de resposta manteve-se constante para os dois modelos, significando que as forças horizontais equivalentes a que o modelo foi sujeito são idênticas. Logo, o valor de cada soma das contribuições dos dois sistemas de contraventamento ($N_{Ed} / \text{fita} + N_{Ed} / \text{diagonal OSB}$) da Tabela 4.13 resultam, aproximadamente, no valor (N_{Ed} / fita) da Tabela 4.11, comprovando assim os resultados da modelação das diagonais equivalentes. Analogamente, para a combinação Sismo 1y, a aceleração do espectro de resposta aumentou cerca de 25%. Assim, os esforços ($N_{Ed} / \text{fita} + N_{Ed} / \text{diagonal OSB}$) da Tabela 4.14 resultam, aproximadamente, no valor (N_{Ed} / fita) da Tabela 4.12 multiplicado por 1,25.

4.3.3.3. Parafusos

Existem dois tipos de ligação nas estruturas LSF, sendo estes a ligação aço-aço (montantes-fitas metálicas; montantes-montantes; montantes-guias; vigas-guias; etc) e as ligações aço-OSB (montantes-placas de OSB). Foram analisados em detalhe apenas dois dos modelos de ligações, que se consideram os principais dada a importância da transmissão de cargas que contemplam. São estes a ligação montantes-fitas metálicas e a ligação montantes-placas de OSB, responsáveis pela transmissão das cargas horizontais para as fundações.

Os esforços de corte por parafuso na ligação entre os montantes e as fitas depende necessariamente do número de parafusos aplicados, pelo que se trata de um processo iterativo cujas variáveis são o número e o tipo de parafusos adoptados. Posto isto, os esforços apresentados na Tabela 4.11 e 4.12 são a base para o dimensionamento dos parafusos na secção 5.7.

Contrariamente, as variáveis refletidas pelos esforços de corte por parafuso na ligação montantes-OSB foram definidas anteriormente, ou seja, o espaçamento dos parafusos (15 cm no perímetro das placas) e o tipo de placa utilizada nas paredes (12 mm de OSB). Desta forma, os esforços de corte em cada um dos parafusos do painel pode ser obtido através do processo inverso ao utilizado para a determinação da diagonal equivalente. Sabendo o valor da

compressão axial na diagonal equivalente ao efeito diafragma do OSB, determina-se a força horizontal à qual está sujeito o painel e, a partir desta, os valores de dimensionamento ao corte dos parafusos.

A norma EN1995-1-1, relativa ao dimensionamento de estruturas de madeira, apresenta dois métodos simplificados de análise do efeito diafragma em estruturas de madeira (EN1995-1-1 9.2.4), sendo recomendada a utilização do Método A (EN1995-1-1 9.2.4.2). Este método admite uma distribuição plástica dos esforços dos parafusos, tal como ilustrado na Figura 4.3.

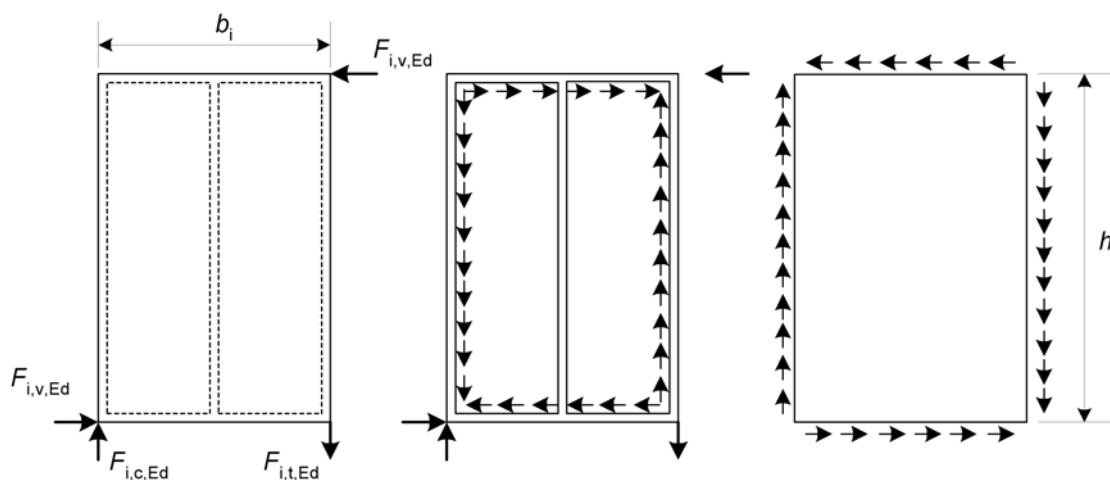


Figura 4.3 – Distribuição e equilíbrio plástico das forças na parede diafragma, nos perfis metálicos e no painel de OSB (EN1995-1-1).

Adicionalmente, a norma recomenda que o dimensionamento de painéis consecutivos se processe como foi admitido anteriormente, ou seja, considerando isoladamente os painéis separados por aberturas, como exemplifica a Figura 4.4, e que esteve na base da determinação dos 4 tipos de painéis estudados.

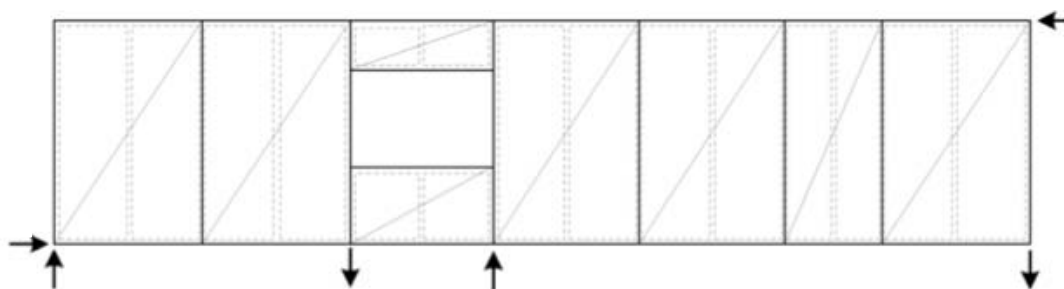


Figura 4.4 – Equilíbrio global das forças para painéis de diafragma interrompidos por aberturas (EN1995-1-1).

Assim, para os valores de compressão axial da diagonal equivalente apresentados na Tabela 4.13 e 4.14 foram calculados os esforços de dimensionamento ao corte dos parafusos para cada tipo de painel, piso e alinhamento, expostos na Tabela 4.15 e 4.16, em que:

- F_H – força horizontal no topo do painel;
- $F_{v,Ed}$ – valor de cálculo do esforço de corte atuante por parafuso.

Tabela 4.15 – Esforços de dimensionamento dos parafusos da ligação montante-OSB para a combinação Sismo 1x.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N _{ed} - / diagonal OSB	F _H	F _v vertical / parafuso	F _v horizontal / parafuso	F _{v,Ed}
			(kN)		(kN)	(kN)	
1	1	2	10,9	5,9	0,51	0,49	0,51
		3	12,4	8,1	0,52	0,50	0,52
	2	3	14,0	9,1	0,59	0,57	0,59
	4	3	21,0	13,6	0,88	0,85	0,88
2	1	2	8,2	4,4	0,38	0,37	0,38
		3	11,1	7,2	0,47	0,45	0,47
	2	3	12,1	7,9	0,51	0,49	0,51
	4	3	20,6	13,4	0,87	0,84	0,87
3	1	2	5,8	3,1	0,27	0,26	0,27
		3	9,3	6,0	0,39	0,38	0,39
	2	3	9,9	6,4	0,42	0,40	0,42
	4	3	18,1	11,8	0,76	0,73	0,76
4	1	2	1,9	1,0	0,09	0,09	0,09
		3	4,6	3,0	0,19	0,19	0,19
	2	3	5,3	3,4	0,22	0,22	0,22
	4	3	12,0	7,8	0,51	0,49	0,51

Tabela 4.16 - Esforços de dimensionamento dos parafusos da ligação montante-OSB para a combinação Sismo 1y.

Piso	Alinhamento	Painel tipo	N _{ed} - / diagonal OSB	F _H	F _v vertical / parafuso	F _v horizontal / parafuso	F _{v,Ed}
			(kN)		(kN)	(kN)	
1	A	1	12,9	5,1	0,66	0,63	0,66
	E	1	17,0	6,7	0,87	0,84	0,87
		4	26,7	19,5	1,01	0,97	1,01
2	A	1	12,1	4,8	0,62	0,60	0,62
	E	1	14,5	5,7	0,74	0,71	0,74
		4	25,9	18,9	0,98	0,95	0,98
3	A	1	10,0	3,9	0,51	0,49	0,51
	E	1	11,8	4,6	0,60	0,58	0,60
		4	22,8	16,6	0,86	0,83	0,86
4	A	1	4,8	1,9	0,24	0,24	0,24
	E	1	6,9	2,7	0,35	0,34	0,35
		4	11,2	8,2	0,42	0,41	0,42

5. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

5.1. Introdução

O dimensionamento de estruturas constituídas por perfis enformados a frio é caracterizado pela complexidade resultante da elevada esbelteza das secções utilizadas. Tal esbelteza provoca fenómenos de distorção da secção transversal, além dos fenómenos de encurvadura local da secção e encurvadura global tratados habitualmente para secções laminadas a quente. Esta especificidade e complexidade levou à elaboração da parte 1.3 da EN 1993 para o dimensionamento de perfis enformados a frio.

Como referido na secção 2.3.1.1, um dos aços mais comumente utilizados é designado S280GD+Z, correspondente a uma tensão de cedência (f_y) de 280 N/mm² e tensão última (f_u) de 360 N/mm².

5.2. Fenómenos de instabilidade

A resistência última de barras com secção de parede fina aberta é afectada por um conjunto diverso de fenómenos de instabilidade. Como já se referiu, este tipo de perfis é particularmente susceptível à ocorrência de fenómenos de instabilidade locais, i.e., fenómenos de instabilidade associados à flexão da parede mais susceptível da secção.

Os fenómenos de instabilidade global são caracterizados pela deformação do eixo longitudinal da barra, sendo que as secções transversais que constituem o perfil sofrem apenas deslocamentos de corpo rígido (de rotação e/ou translação). São exemplos de fenómenos de instabilidade global a instabilidade de colunas por flexão e a instabilidade de vigas-colunas por flexão-torção.

Os fenómenos de instabilidade local envolvem deformações das paredes da barra, enquanto o seu eixo longitudinal permanece na configuração indeformada. Distinguem-se ainda, entre os fenómenos de instabilidade local, a instabilidade associada a (i) apenas aos deslocamentos de flexão das paredes do perfil e (ii) aos deslocamentos de membrana, ou seja, que provocam deformações dos bordos longitudinais. Como se verá de seguida, estes modos de instabilidade correspondem ao Modo Local de Placa e Modo Distorcional, respectivamente (Pinto, 2010).

A influência de cada tipo de fenómeno de instabilidade no comportamento estrutural de uma barra de parede fina aberta irá depender da sua geometria (comprimento da barra, tipo de apoio, características da secção transversal) (Pinto, 2010). Além disso, uma determinada barra pode estar sujeita a apenas uma ou a vários tipos de instabilidade estrutural. Deste modo uma

barra poderá ser classificada como (i) “barra curta”, quando a instabilidade ocorrer num modo local; (ii) “barra longa”, quando predominam os fenómenos de instabilidade global ou (iii) “barra intermédia” quando a instabilidade ocorre com a interação entre fenómenos locais e globais (Prola, 2002). As figuras seguintes permitem ilustrar este conceito para barras sujeitas a esforços de compressão axial (Figura 5.1) e de flexão (Figura 5.2).

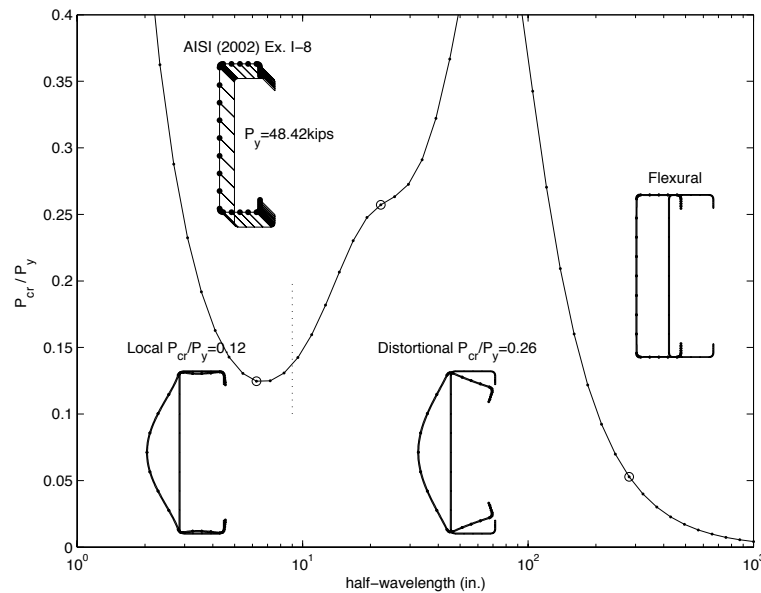


Figura 5.1 - Modos de instabilidade para uma barra sujeita a compressão axial (AISI, 2002).

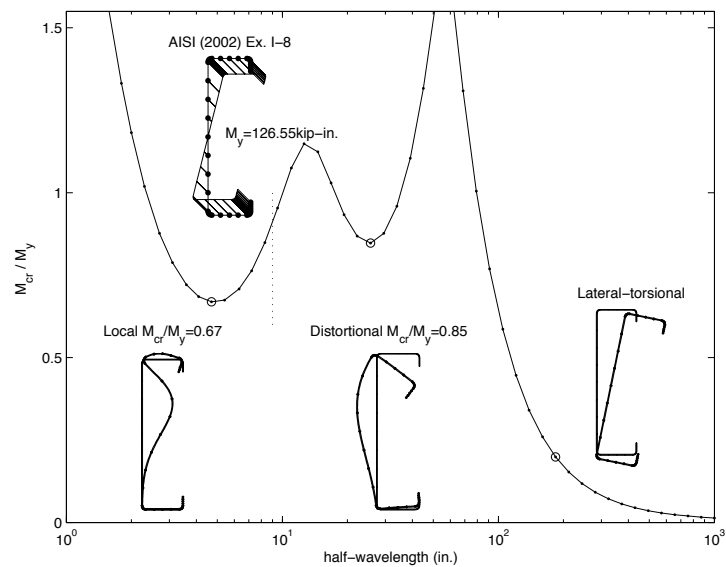


Figura 5.2 - Modos de instabilidade para uma barra sujeita a flexão (AISI, 2002).

Na Figura 5.3 identificam-se os modos de instabilidade que um perfil de parede fina aberta pode exibir.

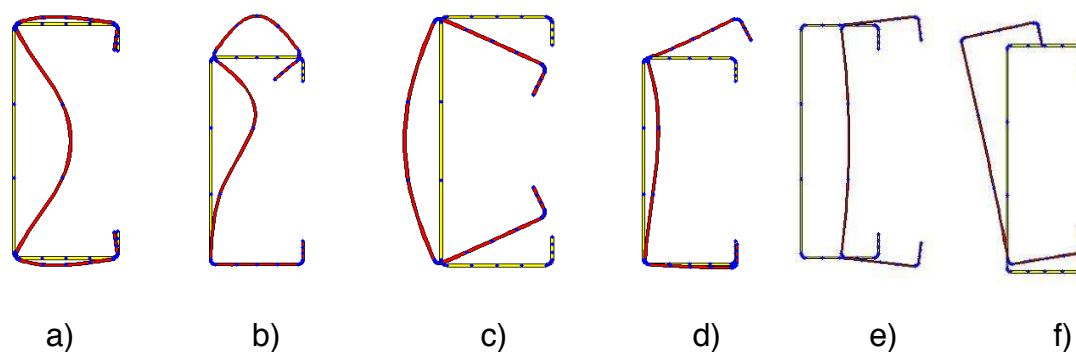


Figura 5.3 - Modos de instabilidade de um perfil de parede fina aberta (Adaptado de Pinto, 2010).

Legenda da Figura 5.3: a) Modo local na compressão b) Modo local na flexão c) Modo distortional na Compressão d) Modo distortional na flexão e) Modo global na compressão f) Modo global na flexão

A classificação dos vários modos supracitados não é consensual entre todos os autores, visto que alguns autores não colocam o modo distortional numa categoria própria, considerando apenas os modos locais (modo local de placa e modo distortional) e os modos globais (modo global de flexão-torção e modo global de flexão). No entanto, visto que o modo distortional apresenta algumas características da instabilidade local e outras da instabilidade global é legítimo considerá-lo como um modo em particular (Pinto, 2010).

5.3. Considerações regulamentares

5.3.1. Propriedades efetivas da secção transversal

De acordo com a EN1993-1-3, o dimensionamento de elementos enformados a frio é feito com base no método das secções efetivas. Este método considera a redução da resistência da secção devido à encurvadura local através da redução da dimensão de cada um dos elementos da secção transversal.

Na parte 1.1 da norma referida, a classificação das secções é estabelecida através de valores limites para a esbelteza (b/t) de um elemento, baseados na distribuição de tensões ao longo do elemento e nas condições de fronteira impostas pelos elementos adjacentes. Em secções transversais de perfis enformados a frio, a elevada esbelteza conduz normalmente a secções classe 4 (secções cuja resistência é governada pela ocorrência de fenómenos de encurvadura local). O processo de determinação da secção efetiva de cada uma das placas que constituem a secção transversal é realizada segundo a secção 4.4 da EN1993-1-5 e encontra-se resumido no fluxograma da Figura 5.4 para elementos internos e da Figura 5.5 para elementos salientes.

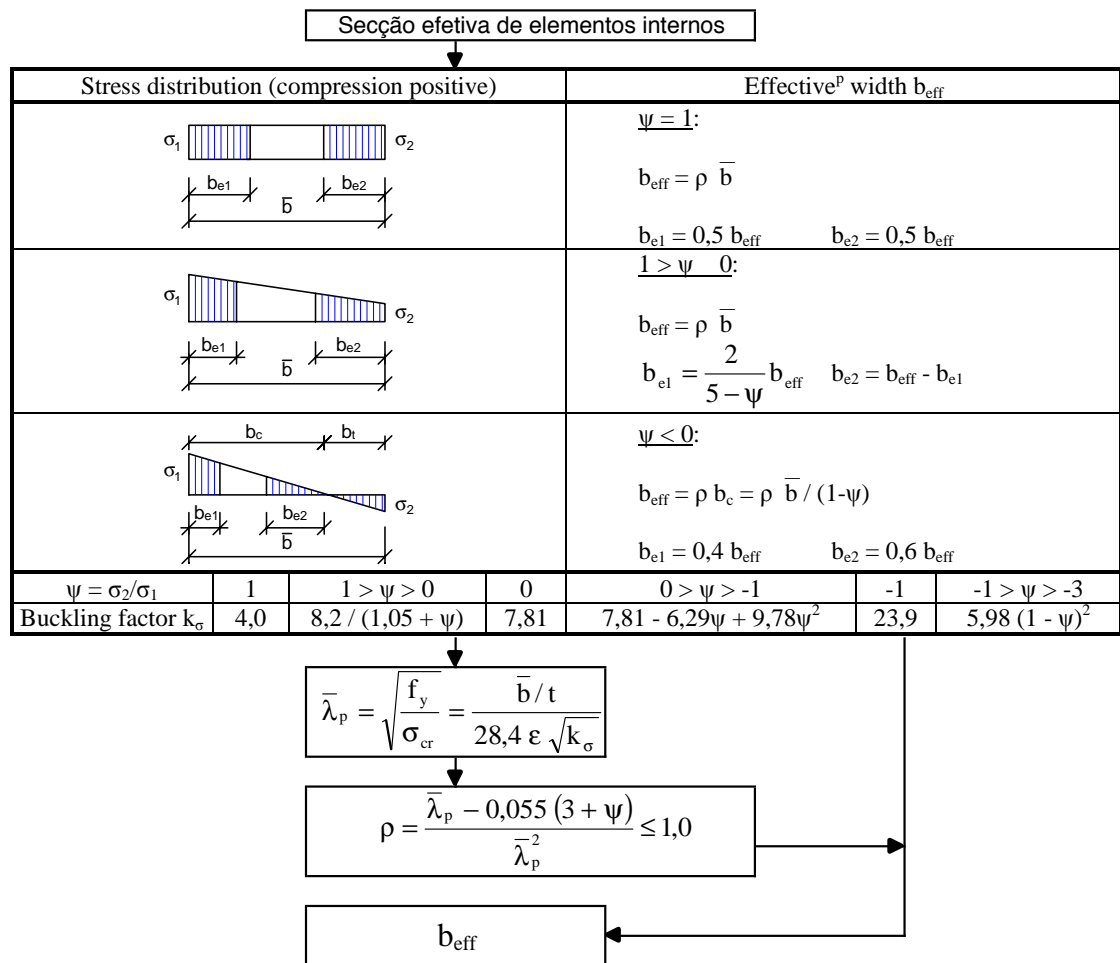


Figura 5.4 - Fluxograma para a determinação da seção efetiva de elementos de placa internos.

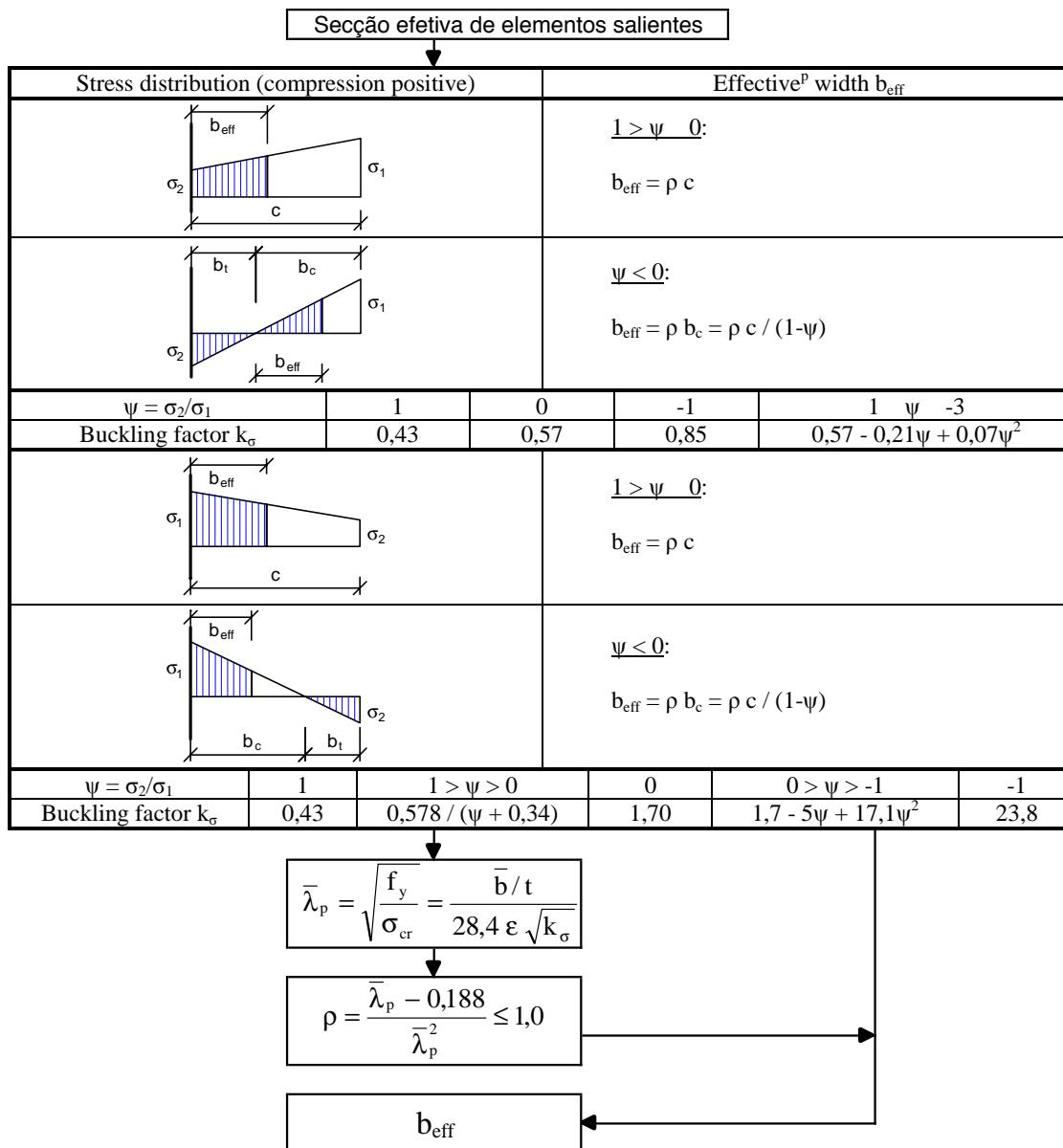


Figura 5.5 - Fluxograma para a determinação da secção efetiva de elementos de placa salientes.

A inclusão de dobras nos perfis enformados a frio é, portanto, um processo que conduz a aumentos significativos da resistência de cada uma das placas. Tal deve-se ao facto das dobras darem origem a elementos de placa menos esbeltos e à redução da influência dos elementos externos na secção, como é ilustrado na Figura 5.6.

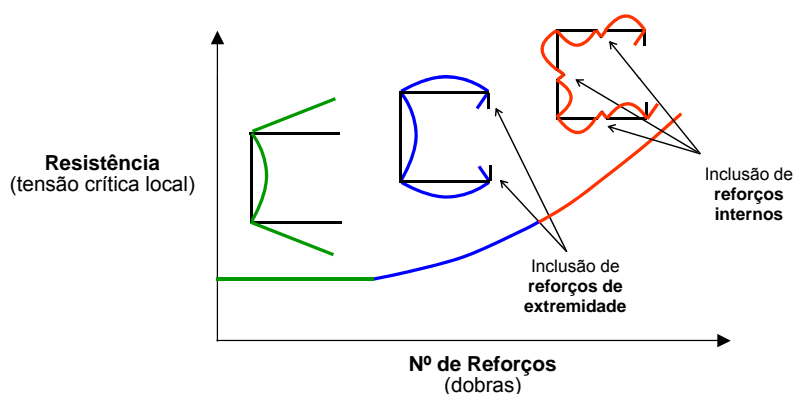


Figura 5.6 - Gráfico da resistência em função do n.º de reforços da secção (Santos *et al.*, 2011).

Devido ao imenso esforço de cálculo necessário para analisar todas as secções propostas durante o corrente estudo do sistema LSF, recorreu-se ao programa CFS (RSG Software - Versão 6.0.4) para determinar as propriedades efetivas dos perfis simples e duplos. Este tem por base a norma americana (AISI, 2007) cujo cálculo de secções efetivas para perfis da classe 4 é igual ao apresentado anteriormente. Desta forma, e a título exemplificativo, apresenta-se no Anexo 5 o relatório de cálculo produzido pelo programa para o perfil C150, estabelecendo as propriedades brutas e efetivas utilizadas posteriormente.

5.3.2. Resistência à encurvadura de secções enformadas a frio

A análise da segurança em relação aos estados limites últimos de estabilidade de perfis de aço enformados a frio é feita pela EN1993, usando a mesma metodologia adaptada para perfis convencionais. Algumas diferenças prendem-se com a escolha das curvas de encurvadura e o cuidado de verificar a instabilidade devida à torção, já que em algumas secções de parede fina aberta, esta pode ser condicionante. Apresentam-se nas Figuras 5.7 a 5.10 os fluxogramas que descrevem a verificação da estabilidade pela EN1993.

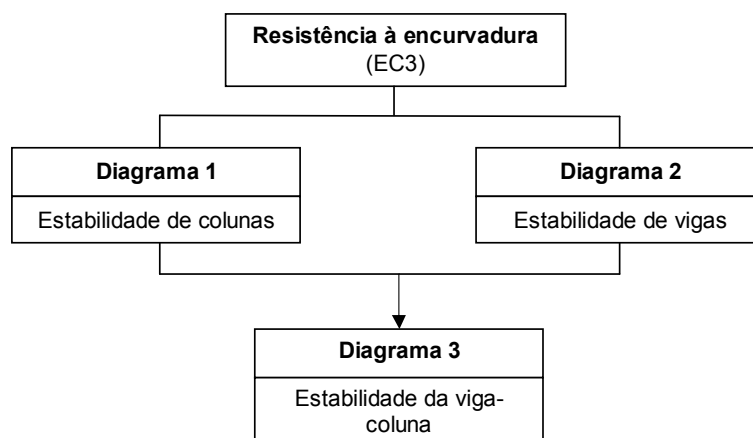


Figura 5.7 - Esquema global de dimensionamento de perfis enformados a frio (Gervásio *et al.*, 2003; Pinto, 2010).

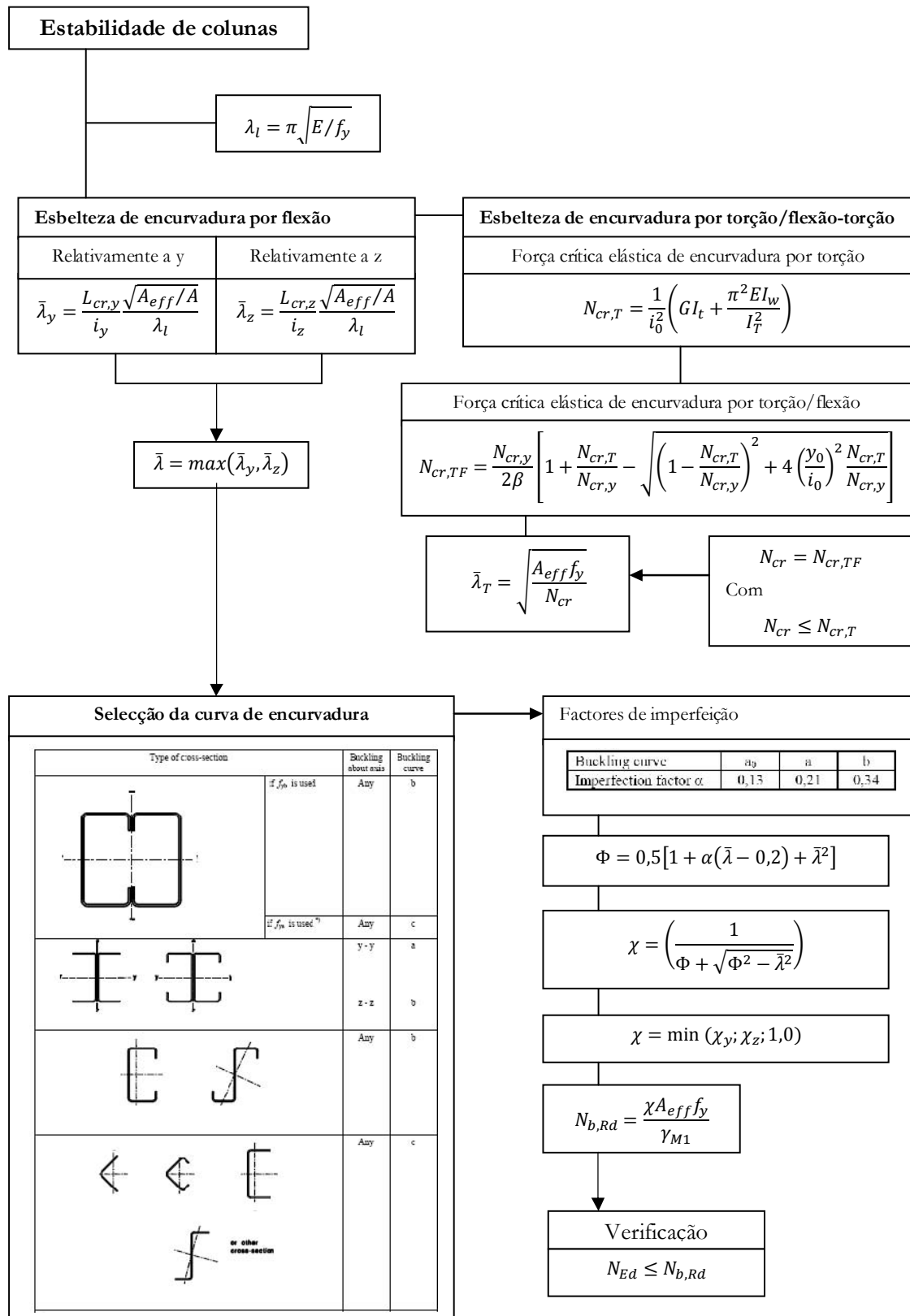


Figura 5.8 – Fluxograma da verificação da segurança de elementos sujeitos a compressão axial (Gervásio *et al.*, 2003; Pinto, 2010).

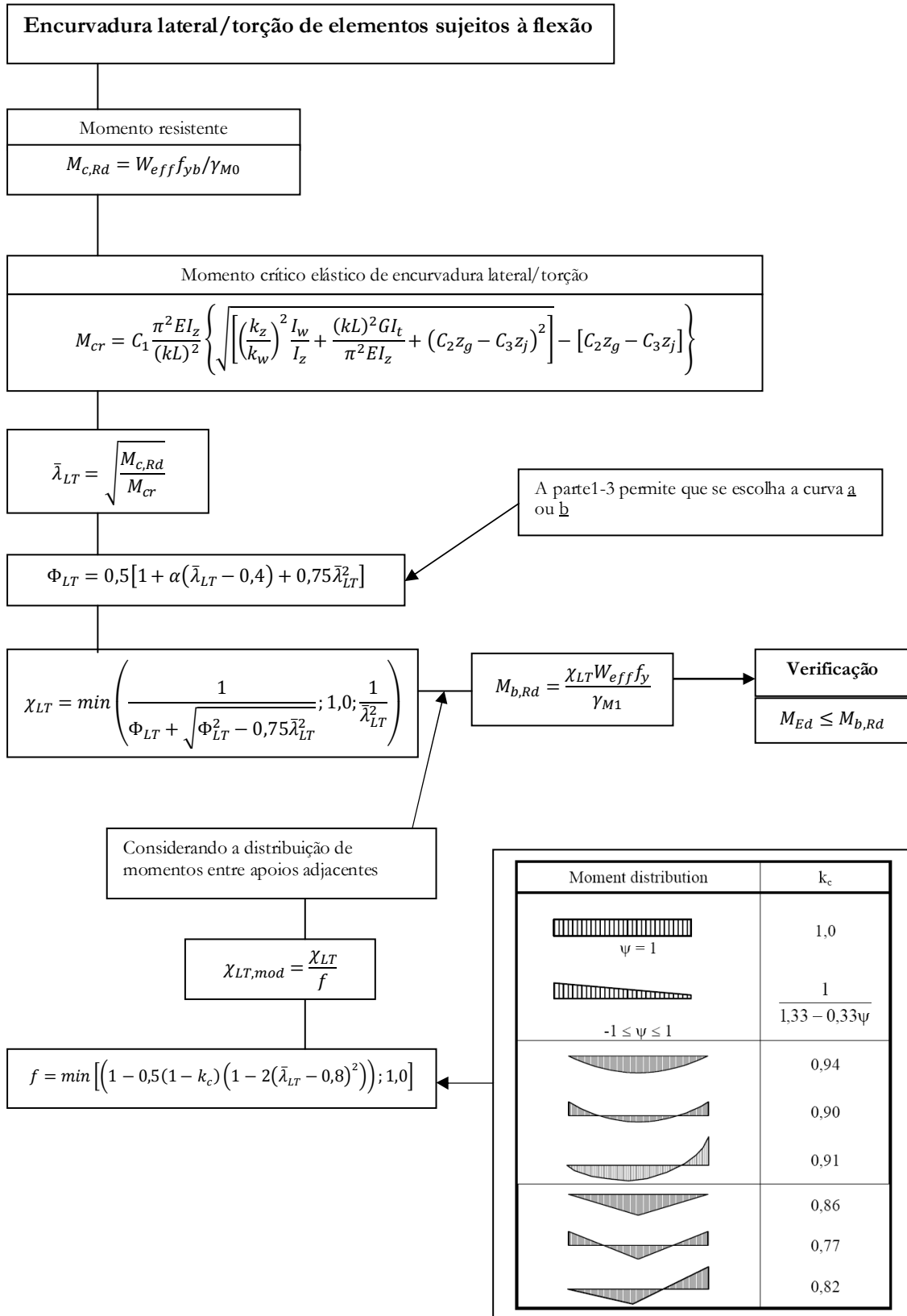


Figura 5.9 - Fluxograma da verificação da segurança de elementos sujeitos a flexão (Gervásio *et al.*, 2003; Pinto, 2010).

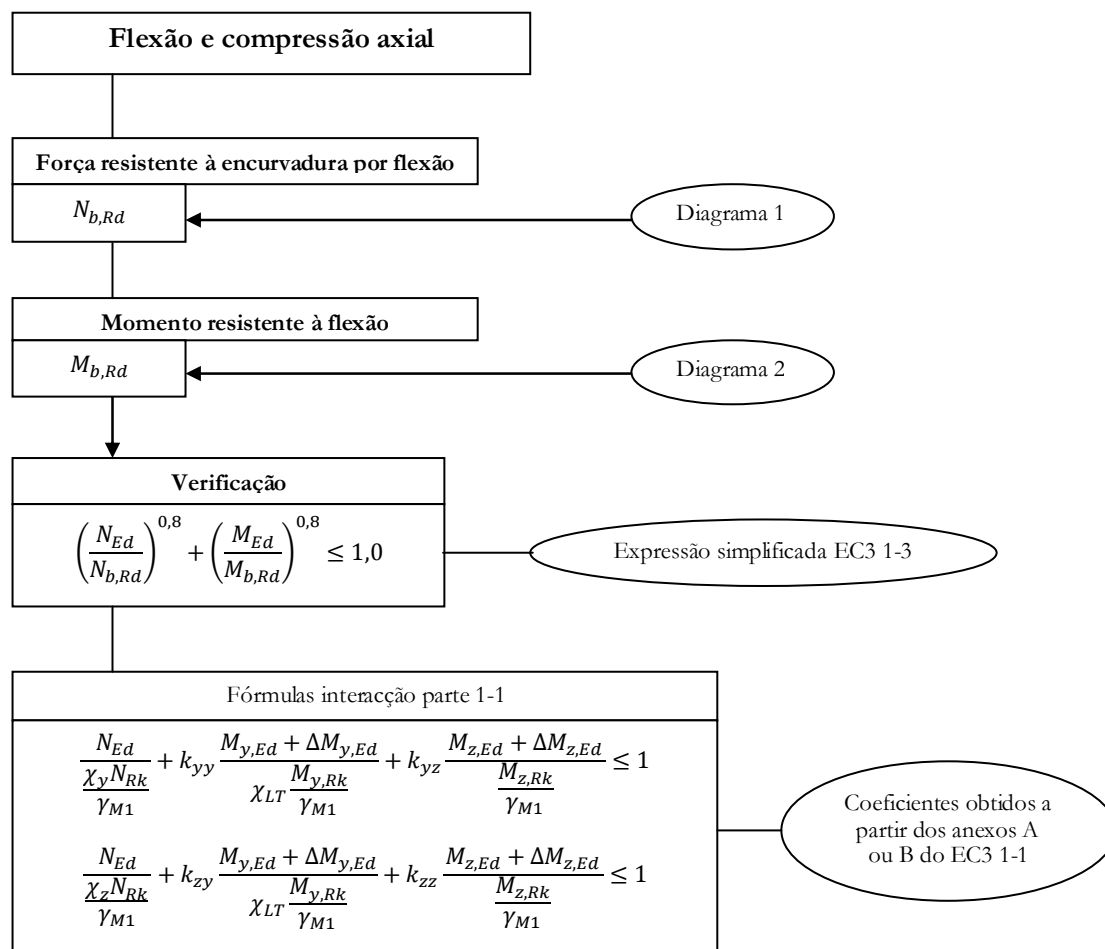


Figura 5.10 - Fluxograma da verificação da segurança de elementos sujeitos a combinação de compressão axial e a flexão (Gervásio *et al.*, 2003; Pinto, 2010).

5.4. Montantes

Como observado nos fluxogramas apresentados nas figuras anteriores, a capacidade resistente dos montantes depende essencialmente das propriedades brutas e efetivas da secção transversal do perfil e das condições de apoio para os vários tipos de encurvadura. As propriedades efetivas de cada secção podem ser obtidas através do procedimento exposto em 5.3.1, e são independentes das condições de apoio do perfil. Portanto, as variáveis ainda não definidas são os factores associados aos comprimentos de encurvadura. Os factores k_y , k_z e k_t referem-se às condições de apoio para encurvadura no plano y, no plano z e para encurvadura por torção, respectivamente, sendo análogo à relação L_e/L numa barra comprimida (L_e : comprimento de encurvadura da barra de comprimento L).

Visto que os montantes foram considerados como rotulados em ambas as extremidades, ambos os factores k_y , k_z e k_t seriam considerados 1,0 caso não fosse estimada a influência dos

painéis OSB. Embora não seja especificada tal influência nos Eurocódigos, esta é considerada tanto na norma Norte Americana (AISI, 2007) como na norma Australiana e Neozelandesa (SA/NZS, 2005). Segundo testes experimentais realizados em montantes revestidos com placas de OSB de ambos os lados, conclui-se que (Telue & Mahendran, 2001):

- Podem ser ignorados quaisquer benefícios do revestimento para a encurvadura local dos perfis;
- A resistência dos montantes deve ser calculada com factores de comprimento de encurvadura de $k_y=0,75$, $k_z=k_t=\text{espaçamento dos parafusos/comprimento do montante}$.

Assim, para espaçamentos de parafusos de 0,30 m e montantes com 2,80 m de altura, os factores de comprimento de encurvadura $k_z=k_t$ são da ordem de 0,10. Estes resultados são suportados pela observação da encurvadura dos montantes entre parafusos, como ilustrado na Figura 5.11. No entanto, é utilizado na norma Americana um factor de comprimento efetivo (k_t) igual a 2,0 e que corresponde a um coeficiente de segurança que visa ter em conta um parafuso defeituoso, considerando, assim, o dobro espaçamento dos parafusos (o que implica $k_z=k_t=0,2$).

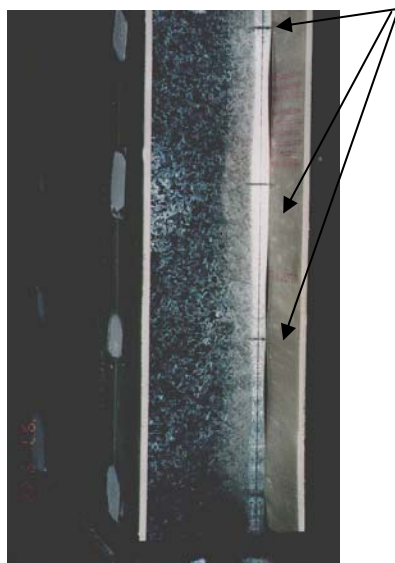


Figura 5.11 - Encurvadura do perfil entre parafusos (Telue & Mahendran, 2001).

Embora os parafusos tenham sido estudados com espaçamento de 0,15 m em todo o perímetro do painel de OSB e 0,30 m no montante intermédio, optou-se por considerar os factores associados ao comprimento de encurvadura constantes e tomando os seguintes valores: $k_y=0,75$ e $k_z=k_t=0,20$ ($L_{e,y}=2,10$ m; $L_{e,z}=L_{e,t}=0,60$ m). De referir que esta hipótese apenas se considerou válida para montantes simples e duplos, sendo que para os vários tipos de encontros se tomaram comprimentos de encurvadura $L_{e,y}=L_{e,z}=L_{e,t}=2,80$ m, ou seja, sem qualquer benefício das placas de revestimento. Este facto resulta dos encontros suportarem

níveis de carga muito superiores, invalidando a suposição do revestimento impedir a encurvadura do perfil em estado limite último.

Apresentam-se nas tabelas do Anexo 7 os valores necessários à verificação da segurança segundo os fluxogramas das Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 e para as condições supracitadas. De forma a sintetizar a informação relativa ao dimensionamento dos montantes, elaboraram-se um conjunto de gráficos que demonstram a evolução da capacidade resistente dos vários perfis sujeitos a esforços de compressão axial e momento flector (quando exista excentricidade do seu centro de massa). Começando com um perfil simples (C90, p.e.), passando para um perfil duplo (2C90, p.e.) e acabando nos encontros duplos, triplos e quádruplos constituídos por estes mesmo perfil (como apresentado na Figura 5.13 e na Figura 5.15), é possível constatar que embora o comprimento de encurvadura tenha variado abruptamente, a evolução da capacidade resistente foi contínua. Apresentam-se os gráficos elaborados para os tipos de secções constituídas por perfis C90, Figura 5.12, e C150, Figura 5.14.

Analisando as tabelas do Anexo 7 e as figuras supracitadas em conjunto com os valores de dimensionamento apresentados no capítulo 4 é possível concluir que:

- Para a combinação E. L. Último com variável base de sobrecarga e acompanhante de vento concluiu-se que, independentemente de considerar vigas bi-apoiadas ou contínuas, os perfis C150 verificam a segurança para o 1º, 2º e 3º piso (excepto para o alinhamento 2 e 3 do 1º piso, nos quais é necessário recorrer à secção dupla 2C150) e os perfis U153 para o 4º piso;
- Para as combinações de sismo verificou-se que o encontro mais solicitado surge no painel tipo 4, alinhamento E, 1º piso e combinação de Sismo 1y com diafragmas OSB. Com um esforço axial de 118,8 kN e deslocamento relativo de 2,4 mm em x e 9,6 mm em y é verificada a segurança utilizando um encontro duplo C150. Visto que o encontro mais solicitado verifica a segurança (recorrendo apenas ao encontro duplo), conclui-se que os restantes encontros também a verificam;
- Para as combinações de sismo verificou-se que o montante duplo mais solicitado surge nos alinhamentos 1, 2 e 4 do 1º piso (92,9 kN, 89,3 kN e 115,1 kN respectivamente) com deslocamentos relativos de 7,7 mm em x e 2,9 mm em y. Apenas nestes 3 casos os montantes duplos previstos no pré-dimensionamento não são suficientes para verificar os esforços obtidos, sendo necessário aplicar o perfil composto.

De forma a concretizar o dimensionamento dos montantes, elaborou-se, novamente, a planta de montantes do 1º piso, para o caso de vigas simplesmente apoiadas, apresentada no Anexo 6.

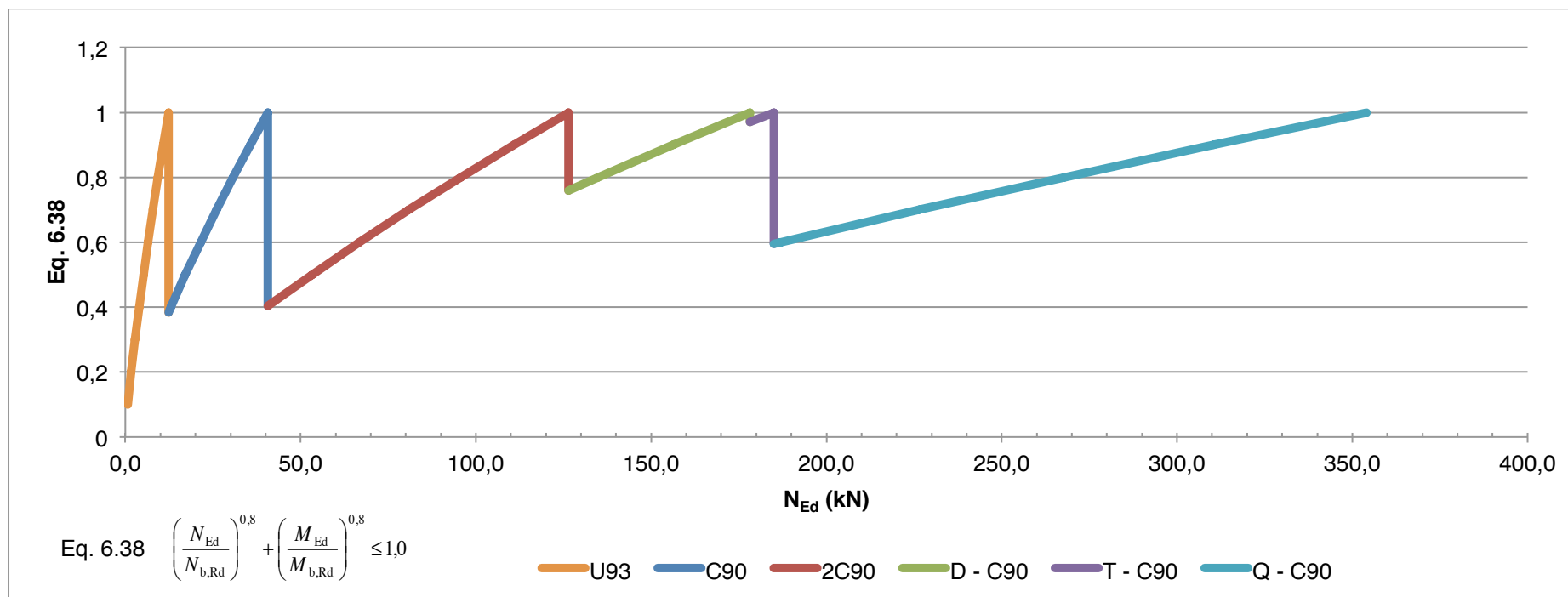


Figura 5.12 – Gráfico resumo da capacidade resistente dos montantes constituídos por perfis U93 e C90.

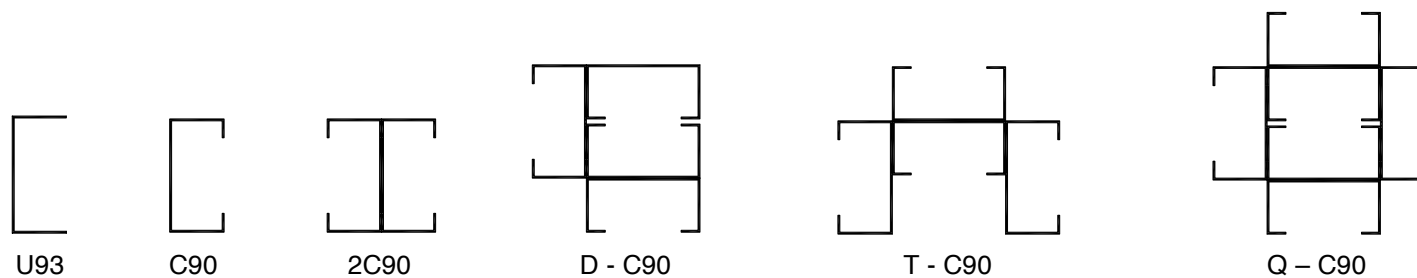


Figura 5.13 – Configuração dos montantes constituídos por perfis U93 e C90.

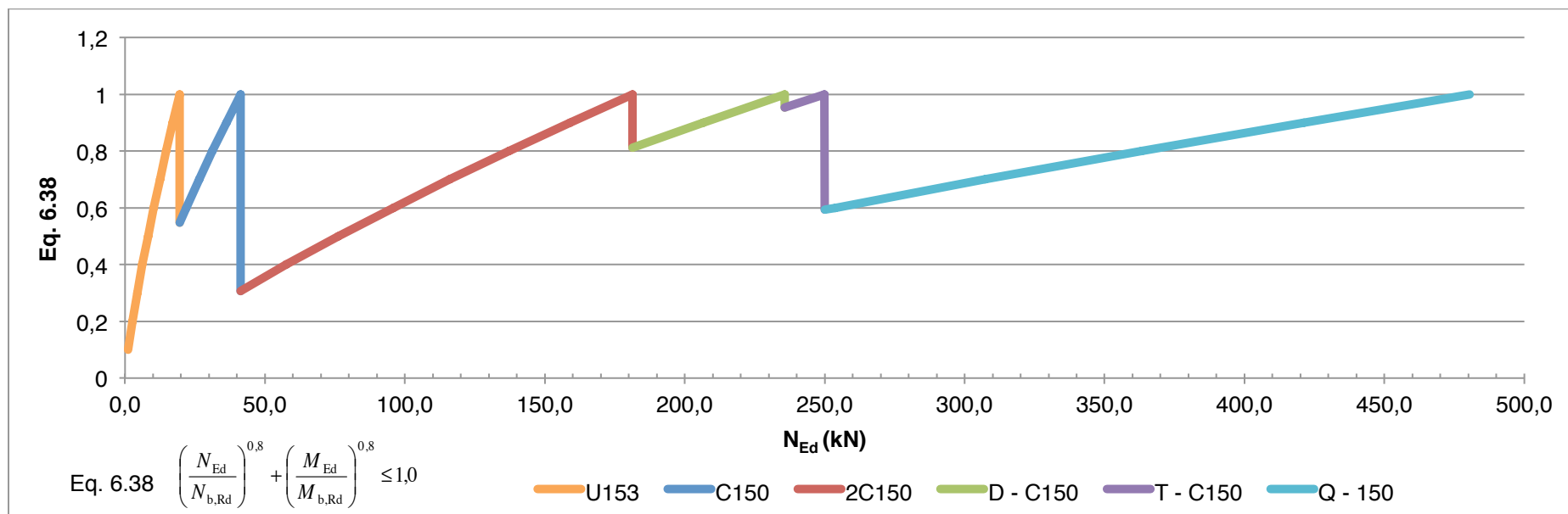


Figura 5.14 - Gráfico resumo da capacidade resistente dos montantes constituídos por perfis U153 e C150.

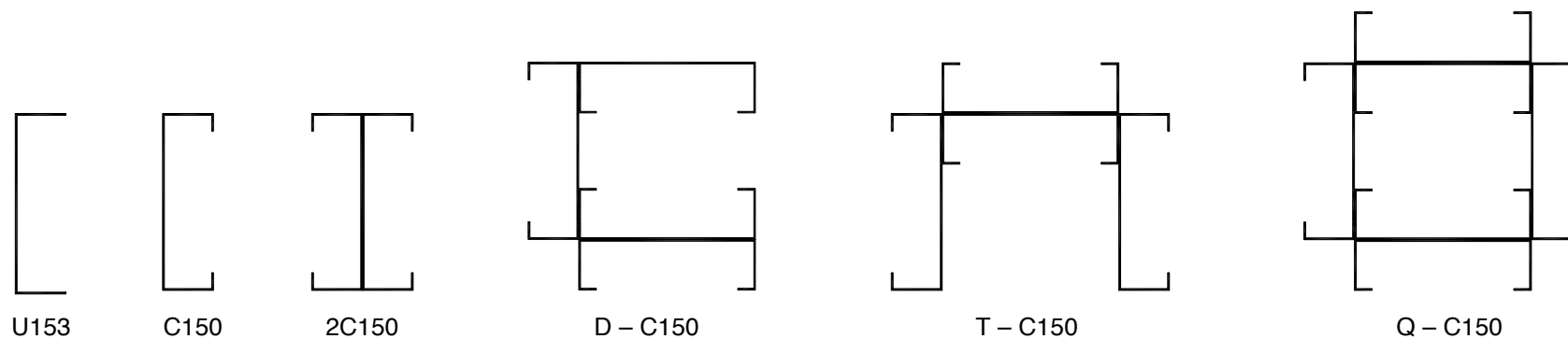


Figura 5.15 - Configuração dos montantes constituídos por perfis U153 e C153.

5.5. Vigas

Para o correto dimensionamento das vigas é necessário verificar, além do estado limite último presente nos fluxograma, a flecha para as cargas quase permanentes, ou seja, verificar o estado limite de utilização, como explicado na secção 3.7.2. Esta deverá ser inferior a $L/250$, em que L representa o vão livre entre 2 apoios, como exigido no Quadro NA.I da EN1993-1-1.

Analogamente aos montantes, foi necessário definir os factores relativos ao comprimento de encurvadura em z e à torção. Contrariamente ao utilizado nos montantes, não foi contabilizado qualquer benefício nem das placas de OSB, nem das placas de gesso, sendo que os comprimentos de encurvadura lateral foram definidos como a distância entre as fitas metálicas ou bloqueadores (*strapping* e *blocking*) admitidos, ou seja, 1,4 m.

Apresentam-se nas tabelas do Anexo 7 os valores necessários à verificação da segurança para as condições supracitadas. De forma a sintetizar a informação relativa ao dimensionamento das vigas, elaborou-se um gráfico que demonstra a evolução da capacidade resistente dos vários perfis sujeitos a esforços de momento flector (Figura 5.16). Analogamente ao apresentado para os montantes, este evolui desde um perfil simples (C90) até um perfil duplo (2C250), como apresentado na Figura 5.17. No entanto, e dado que as vigas são dimensionadas para verificar ambos os estados limites supracitados, ambas as condições de dimensionamento foram ilustradas no gráfico, permitindo compreender qual é a mais condicionante em cada um dos perfis. Com o intuito de limitar o número de variáveis relativas à resistência das vigas à encurvadura lateral, foi somente estudado o caso de vãos simplesmente apoiados. De referir, ainda, que os valores referentes ao esforço transversal foram omitidos visto que não são condicionantes em nenhum dos casos. Os resultados finais de dimensionamento resumem-se na Tabela 5.1, na qual é possível verificar a maior uniformidade possibilitada pela utilização de vigas contínuas, contrastando com o utilização de diferentes perfis para cada tipo de vão bi-apoiado.

Tabela 5.1 – Resumo do dimensionamento das vigas.

Condição de apoio	Alinhamento		Vão	Perfil necessário
			(m)	
Contínuo	A	1-2 e 6-7	3,5	C200
	B	1-7	3,5 / 2,475 / 2,475 / 3,5	C200
	D	1-7	4,65 / 1,325 / 1,325 / 4,65	C200
Bi-apoiado	A	1-2 e 6-7	3,5	C200
	B	1-2 e 6-7	3,5	C200
		2-4 e 4-6	2,475	C150
	D	1-3 e 5-7	4,65	C250

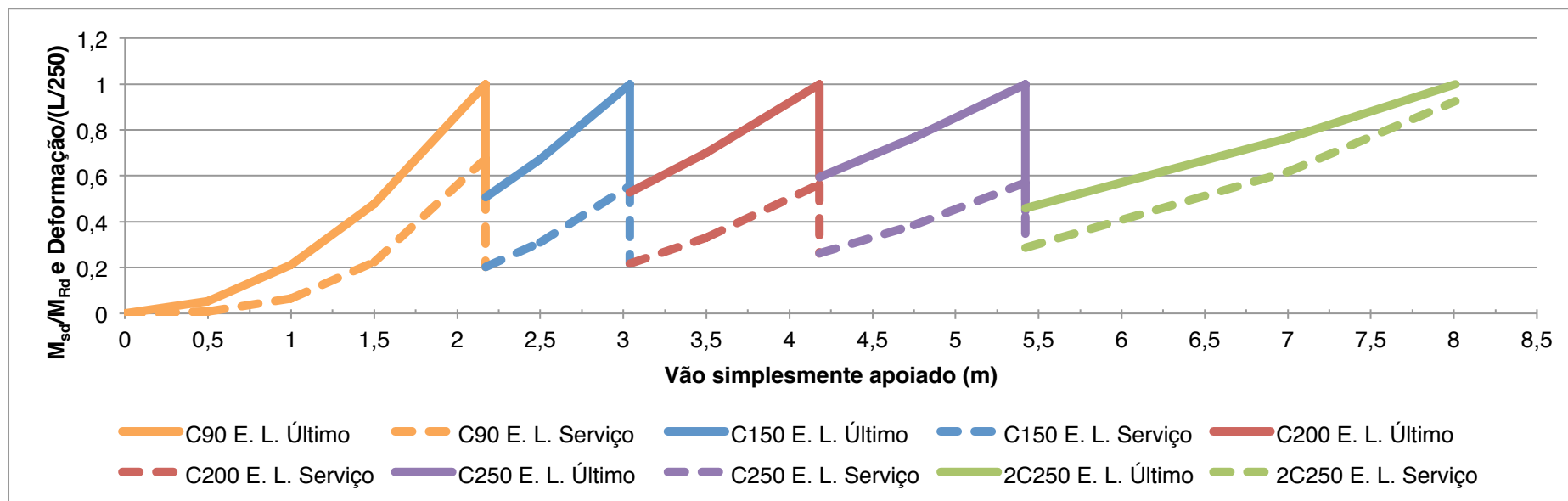


Figura 5.16 - Gráfico resumo da capacidade resistente das vigas.

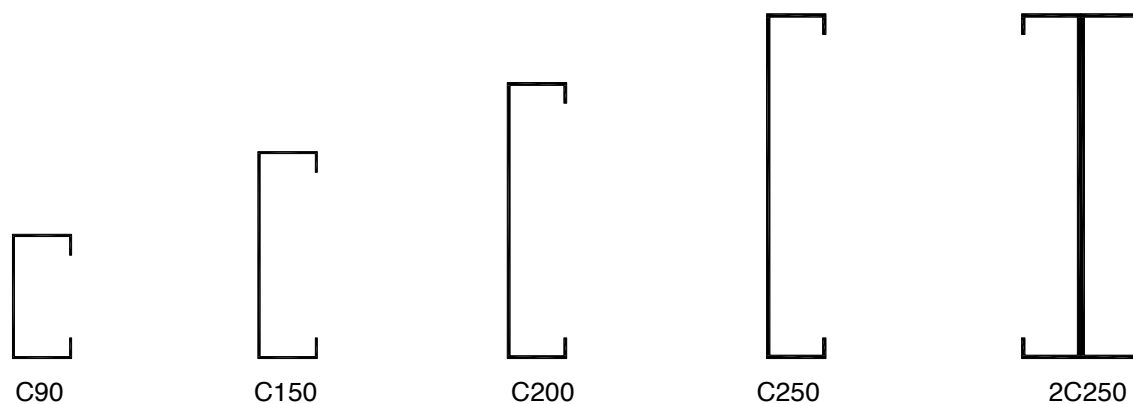


Figura 5.17 - Configuração das vigas analisadas.

5.6. Contraventamento

5.6.1. Fitas metálicas

A partir do esforço de tração a que estão sujeitas as várias fitas metálicas aplicadas no modelo foi possível dimensionar as mesmas de forma simples, visto que a resistência destas é calculada multiplicando a área das fitas pela resistência do aço. No entanto, o dimensionamento das fitas metálicas deverá, como já foi referido, ter em conta o comportamento dúctil dos pórticos que contraventa, sendo prejudicial sobredimensionar significativamente as mesmas. Apresentam-se, na Tabela 5.2, 4 dimensões de fitas metálicas que se ajustam aos esforços solicitados às fitas metálicas, apresentados previamente na Tabela 4.11 e 4.12.

Tabela 5.2 – Fitas metálicas estudadas e dimensionadas.

Largura (mm)	Espessura (mm)	Área (mm ²)	N _{t,Rd} (kN)
60,0	1,0	60,0	16,8
100,0	1,0	100,0	28,0
85,0	1,5	127,5	35,7
120,0	1,5	180,0	50,4

De assinalar a importância do aumento da espessura para as fitas mais solicitadas, facto que se deve à necessidade de maximizar a capacidade resistente da placa ao esmagamento, quando dimensionadas as ligações.

5.6.2. Painéis OSB

Visto que a espessura e a categoria dos painéis a serem utilizados não são variáveis, o dimensionamento dos painéis OSB trata-se apenas de uma verificação, ou seja, garantir que estes resistem aos deslocamentos e esforços impostos pela ação de sismo ou vento. Tendo em conta os testes experimentais apresentados anteriormente, os modelos foram testados com diversas forças horizontais até apresentarem resultados consistentes com as tensões de corte e os deslocamentos exibidos no final da fase elástica dos painéis dos testados. Conclui-se que, de forma aproximada, a força horizontal de cedência dos painéis é proporcional à sua configuração e que o deslocamento varia relativamente pouco com configuração do painel. Tal pode ser verificado comparando os gráficos das Figuras 3.7 e 3.9, nos quais, para um painel de 12,2 m de largura, o deslocamento é de 12,7 mm (0,5 in), e para um painel de 1,25 m de largura, o deslocamento é de 20 mm (relembrando que o painel utilizado neste teste possuíam um módulo de rigidez longitudinal de 200 N/mm², cerca de 60% do anterior). Apresentam-se

assim, na Tabela 5.3, as forças horizontais de cedência para cada configuração de painéis bem como o deslocamento correspondente. Sendo os valores dos deslocamentos apresentados inferiores aos deslocamentos medidos nos modelos quando considerado o efeito diafragma do OSB, é possível concluir que estes se encontram em regime linear para a ação de sismo.

Tabela 5.3 - Força horizontal de cedência dos vários tipos de painel e correspondente deslocamento.

Painel	F_H	Deslocamento
	(kN)	(mm)
1	11,5	14,9
2	17,0	11,1
3	23,0	9,7
4	29,0	8,9

5.7. Ligações

As ligações do edifício podem ser divididas em dois grandes grupos, sendo estas as ligações aço-aço e aço-OSB. A resistência da primeira é calculada com base nas indicações da EN1993-1-8, e depende do tipo de parafuso e na espessura das placas de aço envolvidas na ligação. O cálculo da resistência da ligação aço-OSB, por outro lado, é bastante mais complexo dado o elevado número de mecanismos de rotura entre o parafuso e a placa OSB, como explicitado no ponto 8.2 da EN1995-1-1.

5.7.1. Aço-Aço

A resistência da ligação aço-aço é dada pelo menor dos valores entre a resistência ao corte do parafuso (Eq. 5.1) e a resistência da chapa ao esmagamento (Eq. 5.2), tal que:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (5.1)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

Em que:

- $F_{v,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso;
- $F_{b,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso;
- A – área bruta da secção do parafuso;
- α_v – factor que depende da classe do parafuso;
- α_b, k_1 – factor que depende do espaçamento entre os parafusos;

- f_{ub} – tensão de rotura à tração do parafuso;
- f_u – tensão de rotura à tração da chapa;
- γ_{M2} – coeficiente parcial de segurança (1,25);
- d – diâmetro do furo;
- t – espessura da placa.

Na Tabela 5.4, 5.4 e 5.5 encontram-se os valores necessários ao cálculo dos valores das Eq. 5.1 e 5.2. De referir que o diâmetro do furo foi considerado igual ao diâmetro do parafuso (visto que os furos são feitos pelos próprios parafusos) e foi considerada a classe de parafuso mínima, ou seja, segundo o Quadro 3.1 da EN1993-1-8, classe 4.6. Por outro lado, o valor da tensão última referente à chapa corresponde ao do aço escolhido (S280GD) para os perfis e a espessura (t) corresponde à espessura mínima dos perfis estruturais estudados (1,5 mm) e à espessura mínima das fitas metálicas estudadas (1,0 mm).

Tabela 5.4 - Cálculo da resistência ao corte por parafuso.

Bitola	Diâmetro nominal	Área	f_{ub}	α_v	$F_{v,Rd}$
(#)	(mm)	(mm ²)	(N/mm ²)	-	(kN)
6	3,56	9,95	400,0	0,6	1,91
8	4,06	12,95	400,0	0,6	2,49
10	4,83	18,32	400,0	0,6	3,52
12	5,33	22,31	400,0	0,6	4,28
14	6,35	31,67	400,0	0,6	6,08

Tabela 5.5 - Cálculo da resistência ao esmagamento de placas com 1,5 mm.

Bitola	Diâmetro nominal	f_u	k_1	α_b	t	$F_{b,Rd}$
(#)	(mm)	(N/mm ²)	-	-	(mm)	(kN)
6	3,56	360,0	2,5	1,0	1,5	3,84
8	4,06	360,0	2,5	1,0	1,5	4,38
10	4,83	360,0	2,5	1,0	1,5	5,22
12	5,33	360,0	2,5	1,0	1,5	5,76
14	6,35	360,0	2,5	1,0	1,5	6,86

Tabela 5.6 - Cálculo da resistência ao esmagamento de placas com 1,0 mm.

Bitola	Diâmetro nominal	f_u	k_1	α_b	t	$F_{b,Rd}$
(#)	(mm)	(N/mm ²)	-	-	(mm)	(kN)
6	3,56	360,0	2,5	1,0	1,0	2,56
8	4,06	360,0	2,5	1,0	1,0	2,92
10	4,83	360,0	2,5	1,0	1,0	3,48
12	5,33	360,0	2,5	1,0	1,0	3,84
14	6,35	360,0	2,5	1,0	1,0	4,57

Adicionalmente, é também necessário estabelecer os espaçamentos mínimos para cada tipo de parafuso para garantir os valores máximos correspondentes a α_b e k_1 (1,0 e 2,5, respectivamente) utilizados nas tabelas anteriores, tal como referido no Quadro 3.4 da EN1998-1. As distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos, em função do diâmetro dos mesmo, apresentam-se na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Espaçamento mínimo entre parafusos.

d_0 (mm)	$e_{1,min}$ (mm)	$e_{2,min}$ (mm)	$p_{1,min}$ (mm)	$p_{2,min}$ (mm)
3,56	10,7	5,3	13,4	10,7
4,06	12,2	6,1	15,2	12,2
4,83	14,5	7,2	18,1	14,5
5,33	16,0	8,0	20,0	16,0
6,35	19,1	9,5	23,8	19,1

Como já foi referido anteriormente, o dimensionamento das fitas metálicas tem um papel fundamental no comportamento sísmico do edifício, mais especificamente no coeficiente de comportamento do mesmo. Desta forma, com o intuito de garantir que a rotura ocorre no elo dúctil da ligação, a fita metálica, foi aplicado um coeficiente de sobrerresistência (γ_{Rd}) ao esforço de corte dos parafusos. Adicionalmente, tal esforço de corte é também calculado através da capacidade máxima de cada fita metálica, ao invés do esforço atuante na mesma. Estes dois princípios de dimensionamento assentam no método de cálculo *capacity design*. Neste método de cálculo, alguns elementos do sistema estrutural são escolhidos e projetados para assegurar a dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações, enquanto todos os outros elementos estruturais são dotados de resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia adoptado se mantenha (EN1998-1).

Tendo em conta os valores resistentes dos vários tipos de parafuso, dos espaçamentos mínimos requeridos, da espessura das chapas, da área das fitas metálicas e dos princípios de dimensionamento supracitados, apresentam-se na Tabela 5.8 o número e tipo de parafusos necessários para cada um das fitas metálicas analisadas.

Tabela 5.8 - Dimensionamento das ligações fita-montante.

Largura	Espessura	Área	$N_{t,Rd}$	$N_{t,Ed}$	Parafusos / ligação fita-montante	
(mm)	(mm)	(mm ²)	(kN)	(kN)	Quantidade	Tipo
60,0	1,0	60,0	16,8	20,2	6	#10
100,0	1,0	100,0	28,0	33,6	10	#10
85,0	1,5	127,5	35,7	42,8	10	#12
120,0	1,5	180,0	50,4	60,5	10	#14

5.7.2. Aço-OSB

Como referido, o cálculo da resistência da ligação aço-OSB é significativamente mais complexo que o cálculo anterior. Deste modo, foram adoptados valores previamente calculados pela *Institution of Structural Engineer* do Reino Unido e publicados no *Manual for the design of timber building structures to Eurocode 5* (IStructE & TRADA, 2007). O valor característico publicado neste manual depende ainda de dois factores apresentados na EN1995-1-1, tal que:

$$F_{b,Rd} = \frac{F_{b,Rk} k_{mod}}{\gamma_M} \quad (5.3)$$

Em que:

- $F_{b,Rd}$ - valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso;
- $F_{b,Rk}$ – capacidade característica resistente da chapa ao esmagamento;
- K_{mod} – factor que tem em conta a duração da carga e o grau de humidade;
- γ_M – factor de segurança que tem em conta a propriedades do material, as incertezas do modelo e as variações dimensionais.

Segundo as tabelas 2.3 e 3.1 da EN1995-1-1 foram definidos os factores γ_M e K_{mod} , respectivamente. Apresentam-se na Tabela 5.9 os valores de dimensionamento dos parafusos para a ligação aço-OSB, que, como expectável, é condicionada pelo esmagamento do OSB.

Tabela 5.9 – Cálculo da resistência ao esmagamento de placas OSB com 12mm (Adaptado de IStructE & TRADA, 2007).

Bitola	Diâmetro nominal	$F_{v,Rk}$	k_{mod}	γ_M	$F_{b,Rd}$
(#)	(mm)	(kN)	-	-	(kN)
6	3,56	0,76	1,1	1,2	0,69
8	4,06	0,94	1,1	1,2	0,86
10	4,83	1,19	1,1	1,2	1,09
12	5,33	1,47	1,1	1,2	1,35
14	6,35	1,83	1,1	1,2	1,68

Analisando a Tabela 4.13 e 4.14 é possível verificar que o parafuso necessário para o painel mais solicitado é o #10 e que, com base na Tabela 2.11, o mínimo indicado é #8. Tal deve-se ao facto dos painéis não estarem a ser solicitados no seu limite. Por forma a ilustrar uma situação de estado limite último dos painéis, para as forças horizontais de cedência expostas anteriormente para cada um dos tipos de painéis, foram calculados os respectivos esforços de corte nos parafusos para espaçamentos de 0,15 m no perímetro das placas (Tabela 5.10).

Tabela 5.10 - Esforço de corte por parafuso para painéis na cedência.

Painel	F_H	F_v vertical / parafuso	F_v horizontal / parafuso	$F_{v,Ed}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	11,5	1,49	1,44	1,49
2	17,0	1,47	1,42	1,47
3	23,0	1,49	1,44	1,49
4	29,0	1,50	1,45	1,50

Tendo em conta os valores de dimensionamento dos parafusos para os painéis em estado limite último é possível perceber que a única forma de aumentar a resistência dos painéis é diminuir o espaçamento dos parafusos e assim diminuir o esforço de corte atuante.

5.8. Resumo de quantidades

A título exemplificativo, foram calculadas de forma aproximada as quantidades de aço e OSB por metro quadrado de área de piso (Tabela 5.11). Estes dados permitem a obtenção de estimativas de custo para edifícios com características semelhantes, possibilitando também uma comparação expedita entre as quantidades de materiais envolvidas no sistema LSF e outros sistemas construtivos.

Tabela 5.11 - Resumo das quantidades de aço e OSB.

Material	Elemento	Peso / área de piso
		kg / m ²
Aço	Montantes (C150)	13,5
	Vigas (C200)	13,2
	Total	26,7
OSB	Parede	26,1
	Piso	10,5
	Total	36,6

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. Considerações finais

Expõem-se, de seguida, as principais ponderações sobre o estudo desenvolvido na presente dissertação, elaborando-se um resumo dos principais resultados e conclusões apresentados ao longo do trabalho.

Inicialmente efetuou-se uma breve análise às várias vertentes não estruturais do método construtivo *Light Steel Framing*, concluindo-se que este apresenta (i) excelente desempenho térmico, principalmente quando comparado com a solução tradicional de alvenaria, (ii) bom desempenho acústico, visto que mesmo com paredes de espessura bastante reduzida, estas demonstram desempenho semelhante à solução de alvenaria, possibilitando ainda um desempenho muito superior através da aplicação dum maior número de placas de gesso, (iii) excelentes indicadores de durabilidade, sustentabilidade e ecoeficiência devido à utilização de materiais recicláveis, ao alto desempenho energético e baixo custo de transporte dos materiais. Em suma, trata-se duma solução construtiva de alta performance cujo custo inicial se torna num investimento válido a longo prazo dada a poupança energética durante a sua vida útil e o seu valor final de mercado.

Seguidamente, no 3º capítulo, a produção do modelo necessário para proceder à análise estrutural demonstrou ainda a elevada complexidade inerente a este tipo de estruturas, sobretudo devido ao elevado número de elementos estudados e às particularidades de alguns elementos estruturais, como as fitas metálicas e os painéis OSB. Para transpor tais obstáculos apresentaram-se soluções para os dois principais problemas, sendo estes a modelação (i) das fitas metálicas, funcionando apenas à tração, em análise sísmica por espectro de resposta (ou seja, em análise linear) e (ii) do efeito diafragma dos painéis OSB de forma viável, fiável e prática à escala de um edifício. O primeiro problema foi ultrapassado optando pela modelação de apenas metade dos elementos, visto que estes funcionam tanto à compressão como à tração. O segundo problema foi solucionado adoptando uma diagonal equivalente que conferisse ao pórtico uma rigidez idêntica à presença dos painéis de OSB. Ambas as soluções conduziram a bons resultados quando aplicados ao modelo final do programa SAP2000, atestando a sua validade e exequibilidade.

Posteriormente, no 4º Capítulo, foi analisada a contribuição dos painéis de OSB no comportamento estrutural do edifício em estudo, concluindo-se que devem ser considerados os efeitos de diafragma dos painéis no modelo estrutural, visto que estes afetam significativamente o comportamento estrutural do edifício. Independentemente da consideração do OSB, o modelo exibiu ótimo comportamento estrutural, apresentando deslocamentos reduzidos na ação sísmica e uma margem significativa para que possa, de forma económica,

ser dimensionado para ações sísmicas mais exigentes. Concluiu-se que, para o edifício de 4 andares em estudo, a ação sísmica, em particular a ação sísmica tipo 1 (sismo afastado - interplacas), foi significativamente mais condicionante que a ação do vento. Importa, no entanto, referir que esta última pode ser condicionante em zonas de menor exigência sísmica, nomeadamente no norte de Portugal (zonas 1.5, 1.6 e 2.5), sendo da maior importância o domínio da regulamentação referente à ação do vento.

Como se verificou ao longo da dissertação, o dimensionamento de estruturas leve de aço com aproveitamento do efeito de diafragma de painéis de OSB implica o recurso a diversos regulamentos e um conhecimento alargado em várias especialidades. Tal deve-se, em grande parte, à interação dos dois materiais estruturais, aço (EN1993) e OSB (EN1995), mas também à necessidade de definir com precisão as ações regulamentares, nomeadamente a ação de vento (EN 1991-1-4) e ação sísmica (EN1998-1). Demonstrou-se, desta forma, que o estudo e proficiência em todas estas áreas é fulcral para permitir ir ao encontro das necessidades específicas e cada vez mais exigentes da engenharia civil.

O processo de dimensionamento dos perfis metálicos de classe 4 foi apresentado, de forma sucinta e esquematizada, atestando-se a complexidade deste mesmo procedimento que inclui, para os montantes, (i) a determinação da secção efetiva, e respetivas propriedades efetivas, que têm em conta os modos locais da placa, (ii) a determinação das esbeltezas normalizadas para a encurvadura em relação aos eixos y-y, z-z e por torção ou flexão-torção, que têm em conta os modos globais e distorcional. Para as vigas o processo é igualmente complexo, principalmente devido ao fenómeno de encurvadura lateral. No entanto, os perfis analisados através dos métodos prescritos na EN1993 apresentaram valores compatíveis com o dimensionamento da estrutura proposta, tornando-a, assim, uma solução estrutural viável e uma válida alternativa às opções correntes. Assim, uma das principais contribuições desta dissertação consistiu na elaboração de gráficos que permitem resumir a capacidade resistente (aplicando a EN1993) dos vários montantes (simples e compostos) e vigas (simples e compostas) estudadas, para as condições de apoio definidas. Estes gráficos possibilitam uma análise simplificada da capacidade resistente destes elementos para as situações gerais em que estes se encontram aplicados num edifício, viabilizando um pré-dimensionamento mais expedito e eficiente em futuros trabalhos.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Com o intuito de prosseguir o trabalho desenvolvido na presente dissertação, apresentam-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Efetuar uma análise comparativa entre os métodos utilizados na norma europeia relativa ao dimensionamento de perfis enformados a frio (EN1993-1-3) e a norma americana, *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (AISI, 2007). Desta forma torna-se possível conceber um paralelismo entre as duas normas, permitindo comparar não só os métodos utilizados, mas também os seus resultados em elementos específicos (montantes, vigas, fitas metálicas) e condições semelhantes (condições de apoio, comprimentos de encurvadura e carregamento);
- Efetuar uma análise comparativa entre os resultados obtidos, através dos métodos estabelecidos na EN1993, para um edifício habitacional com 1 ou 2 pisos, e as indicações presentes no método prescritivo americano, *Prescriptive Method for residential cold-formed steel framing* da *North American Steel Framing Alliance* (Elhajj & Bielat, 2000). Possibilita-se, assim, a criação de tabelas de pré-dimensionamento que contemplem (de forma simplificada) diferentes plantas de arquitetura e diferentes níveis de solicitação das ações (sobrecarga, vento e sismo), à semelhança da norma supracitada;
- Analisar e dimensionar os elementos relativos a coberturas em *Light Steel Framing*, visto que se tratam de elementos de elevada complexidade e para os quais existem inúmeras soluções estruturais. Aferir quais os melhores métodos computacionais para proceder à análise e dimensionamentos das coberturas e estudar os tipos de treliça que melhor se adequam à generalidade das solicitações em Portugal (ou seja, com baixas ações de neve);
- Analisar o comportamento estrutural e a viabilidade de construção de edifícios em LSF com número de pisos superior ao estudado nesta dissertação, aferindo qual o limite razoável mediante diferentes tipos de ações, particularmente ações sísmica, de vento e sobrecarga. Analogamente, analisar o comportamento estrutural e a viabilidade de construção de edifícios que combinem o método construtivo LSF com núcleos e paredes resistentes em betão armado.

REFERÊNCIAS

- AISI. (1997).** *Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Openings*. National Association of Home Builders (NAHB) Research Center, Marlboro, MD.
- AISI. (2002).** *AISI Manual of Cold-Formed Steel Design*. American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.
- AISI. (2007).** *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.
- Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCEM). (2004).** *Sistemas construtivos em aço possuem múltiplas possibilidades*. ProjetoDesign, Ed 292.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2005).** *Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações – Requisitos gerais*. ABNT.
- Brüel & Kjær. (1982).** *Sound Intensity (Part 1 Theory)*. Brüel & Kjær technical review 3, 3-39.
- Computer and Structures. (2002).** *SAP2000: Analysis Reference Manual*. Berkeley, California: CSI Technical Papers.
- ConsulSteel. (2002).** *Construcción con acero liviano - Manual de Procedimientos*. Buenos Aires: Consul Steel. Disponível em <http://www.consulsteel.com>.
- Crandell, P. E. (2004).** *Promising Advancements in shear Wall Design: Updated Shear Values, Aspect ratio effects and Drift prediction*. NAHB Research Center Inc.
- Crasto, R. C. M. (2005).** *Arquitetura e Tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framing* (Dissertação de mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto.
- Davies, J.M. (1998).** *Light gauge steel framing for housing construction*. 2nd International conference on thin-walled structures, Singapore.
- Dias, G. L., Santos, A. C., Lima, A. L. (2004).** *Determinação de propriedades mecânicas do OSB*. IX Encontro brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira, 13, Cuiabá.
- EIFS Industry Members Association (EIMA). (2005).** *Guideline specification for exterior insulation and finish systems*. EIMA, Florida.
- Elhadj, N. (2004).** *Fastening of light frame steel housing: an international perspective*. National Association of Home Builders (NAHB), Marlboro, MD.
- Elhadj, N. & Bielat, K. (2000).** *Prescriptive method for residential cold-formed steel framing*. North American Steel Framing Alliance (NASFA), EUA.

EN1990. (2001). *Eurocode 0: Basis of structural design.* European Committee for Standardization.

EN1991-1-2. (2003). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.2: Actions on structures exposed to fire.* European Committee for Standardization.

EN1993-1-1. (2003). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.* European Committee for Standardization.

EN1993-1-3. (2004). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.* European Committee for Standardization.

EN1993-1-5. (2003). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.5 : Plated structural elements.* European Committee for Standardization.

EN1993-1-8. (2003). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.* European Committee for Standardization.

EN1995-1-1. (2004). *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings.* European Committee for Standardization.

EN1998-1. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* European Committee for Standardization.

EN 300. (1997). *Oriented Strand Boards (OSB) - Definitions, Classification and Specifications.* European Committee for Standardization (CEN), Bruxelas.

EN 335-1. (1992). *Durability of wood and wood-based products – Part 1: Definition of hazard classes of biological attack.* European Committee for Standardization (CEN), Bruxelas.

Fiorino, L. (2003). *Seismic Behavior of Sheathed Cold-Formed Steel Stud Shear Walls: An experimental Investigation* (Tese de doutoramento). University of Naples "Federico II".

Freitas, A. S., Castro, R. M. (2006). *Steel Framing: Arquitetura.* Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro.

Futureng. (2012). Visitado em 10 de Março de 2012 no sítio <http://www.futureng.pt>.

Gervásio, H., Silva, L. S., Simão, P. (2003). *Dimensionamento de Elementos Metálicos com Perfis Enformados a Frio de Acordo com a Parte 1-3 do Eurocódigo 3.* IV Congresso de Construção Metálica e Mista, Lisboa.

Gnecco C., Mariano R., Fernandes F. (2003). *Manual de construção em aço – tratamento de superfície e pintura.* Instituto Brasileiro de Siderurgia (IBS), Rio de Janeiro.

- Gypsum Association. (2009).** *Fire Resistance Design Manual*. Gypsum Association, Michigan.
- Hancock, G.J. (2003).** *Cold-formed steel structures*. Journal of Constructional Steel Research, 59(4):473-487.
- Inoue, H. (2004).** *Sistemas diafragma com painéis de chapa fina aplicados a edificações estruturadas em aço* (Tese de doutoramento). Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Instituto Argentino de siderurgia (IAS). (1997).** *Estructura de Acero Galvanizado para Viviendas: guía para el diseño y cálculo*. IAS, Buenos Aires.
- Knauf. (2011).** *Knauf folheto técnico*. Disponível em <http://www.knauf.com.br/?id=249>.
- Kronopoly. (2002).** *Folheto técnico*. Disponível em <http://www.jular.pt/pdf//OSB-placas-paineis.pdf>.
- KOMA modular construction. (2012).** Visitado em 20 de Maio de 2012 no sítio <http://www.koma-modular-construction.cz/koma/public/en/home>.
- Landolfo, R., Di Lorenzo, G, Fiorino, L. (2002).** *Attualità e prospettive dei sistemi costruttivi cold-formed*. Costruzioni metalliche No.1.
- Lawson R. M., Popo-Ola S. O., Way A., Heatley T., Pedreschi R. (2010).** *Durability of light steel framing in residential applications*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE) - Construction Materials, 163(2):109–21.
- Mateus, R. (2004).** *Novas tecnologias construtivas com vista à sustentabilidade da construção* (Dissertação de Mestrado). Universidade do Minho.
- Mendonça, P. (2005).** *Habitar sob uma segunda pele : estratégias para a redução do impacto ambiental de construções solares passivas em climas temperados* (Tese de doutoramento). Universidade do Minho.
- McGraw-Hill Construction. (2011).** *Prefabrication and Modularization: Increasing Productivity in the Construction Industry*. McGraw-Hill.
- North American Steel Framing Alliance (NASFA). (1998).** *Shear Wall Design Guide*. American Iron and Steel Institute (AISI), EUA.
- North American Steel Framing Alliance (NASFA). (2000).** *Prescriptive Method For Residential Cold-Formed Steel Framing*. NASFA, EUA.
- Patrício, J. (2003).** *Acústica nos edifícios*. Jorge Patrício Ed., Lisboa.

Pinheiro, M. D. (2003). *Construção Sustentável – Mito ou Realidade?*. VII Congresso Nacional de Engenharia do Ambiente, Lisboa.

Pinto, A. R. (2010). *Estabilidade local de perfis de aço enformados a frio* (Dissertação de mestrado). Instituto Superior Técnico.

Prola, L. C. (2002). *Estabilidade Local e Global de Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio* (Tese de doutoramento). Instituto Superior Técnico.

RCCTE. (2006). *Regulamento das Características do Comportamento Térmico dos Edifícios*, Decreto Lei 80/2006.

Rodrigues, F.C. (2006). *Steel Framing: Engenharia*. Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro.

Santos, A., Camotim, D., Silvestre, N., Santos, F. (2011). *Projecto de Estruturas em “Aço leve”*. Curso de formação CMM (Construção Metálica e Mista), Lisboa.

Scharff, R. (1996). *Residential Steel Framing Handbook*. McGraw-Hill Professional, USA.

Smith, B. S. (1966). *Behaviour of Square Infilled Frames*. Journal of Structural Division – American Society of Civil Engineers (ASCE), 92(1):381-403.

Souza, K. M., & Meyers, M. N. (1998). *Residential Steel Framing: building a better american home*. Galvatech, pp 1-8.

Standards Australia/ Standards New Zealand (SA/NZS). (2005). *AS/NZS 4600:2005, Cold-Formed Steel Structures*. Standards Australia/ Standards New Zealand.

Telue, Y. & Mahendran, M. (2001). *Behaviour of Cold-formed Steel Wall Frames Lined with Plasterboard*. Journal of Constructional Steel Research, 57(4):435-452.

The Institution of Structural Engineers (IStructE) & The Timber Research and Development Association (TRADA). (2007). *Manual for the design of timber building structures to Eurocode 5*. The Institution of Structural Engineers.

Steel Construction Institute, The (SCI). (1997). *Building design using cold formed steel sections: construction detailing and practice*. Ascot, The Steel Construction Institute.

Tian, Y. S., WANG, J., LU, T. J. (2004). *Racking strength and stiffness of cold-formed steel wall frames*. Journal of Constructional Steel Research, 60(7):1069-1093.

Torgal, F., & Jalali, J. (2008). *Tendências para a sustentabilidade dos materiais de construção*. Engenharia e vida, Janeiro, pp 56-59.

Yu, W.W. (2000). *Cold Formed Design (3rd Edition)*, John Wiley & Sons, New York.

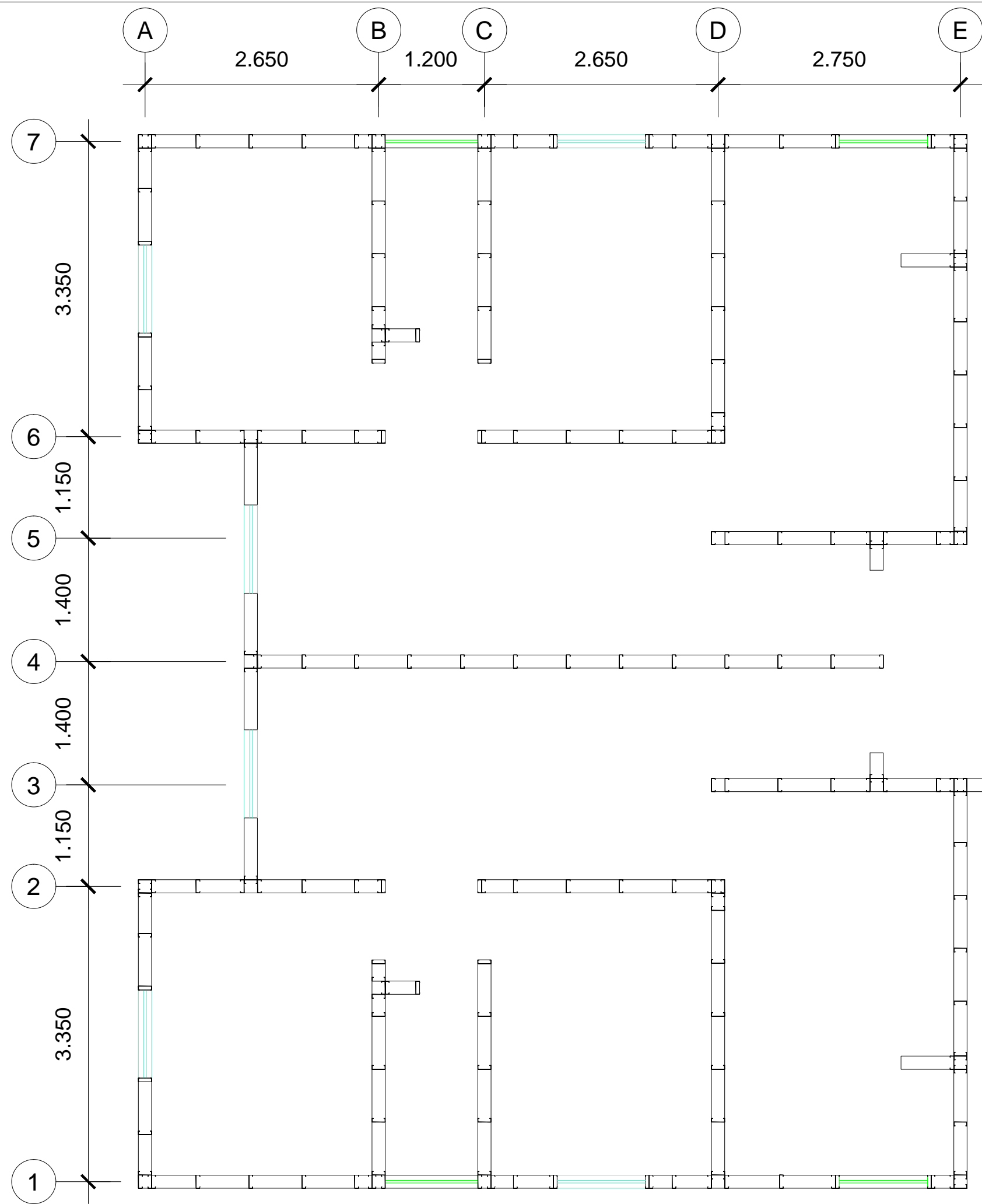
ANEXOS

Anexo 1 - Vista 3D do edifício em estudo	133
Anexo 2 - Planta dos montantes	135
Anexo 3 – Vista 3D do modelo final no SAP2000	137
Anexo 4 – Diagramas de esforços das vigas para ambas as condições de apoio	139
Anexo 5 - Relatório de cálculo do programa CFS.....	141
Anexo 6 - Planta final dos montantes.....	147
Anexo 7 - Tabelas relativas ao dimensionamento dos montantes	149
Anexo 8 - Tabelas relativas ao dimensionamento das vigas.....	153

Anexo 1 - Vista 3D do edifício em estudo

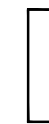






Montantes utilizados:

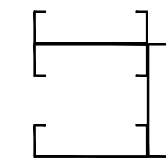
C150



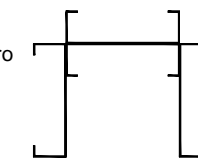
2C150



Encontro
duplo
C150



Encontro
triplo
C150



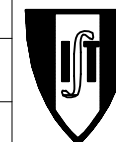
Esc. 1:10

Anexo 2 - Planta dos montantes

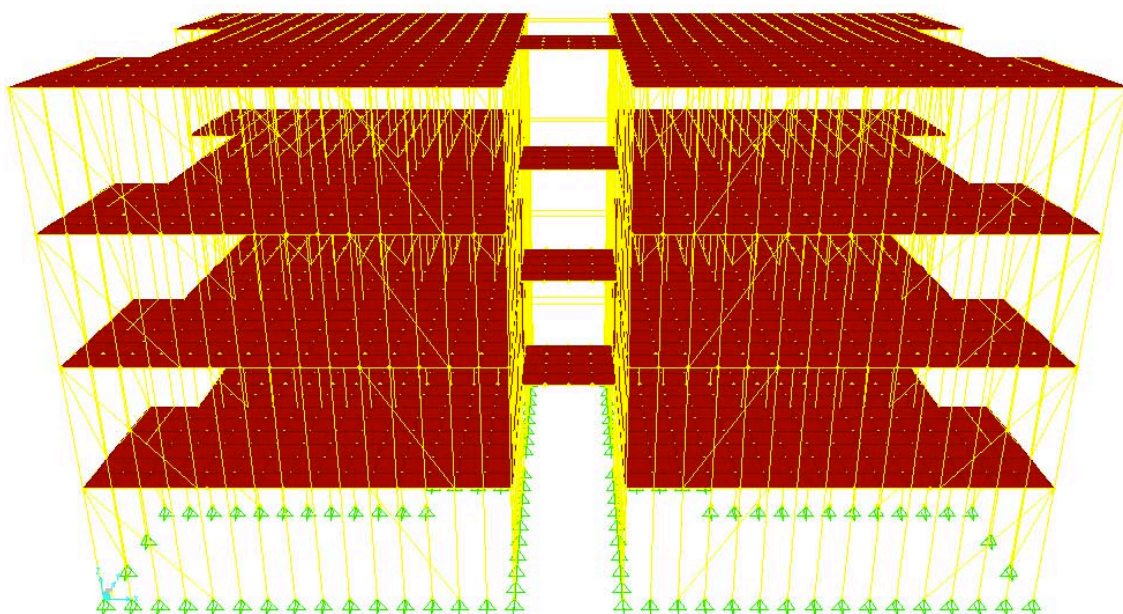
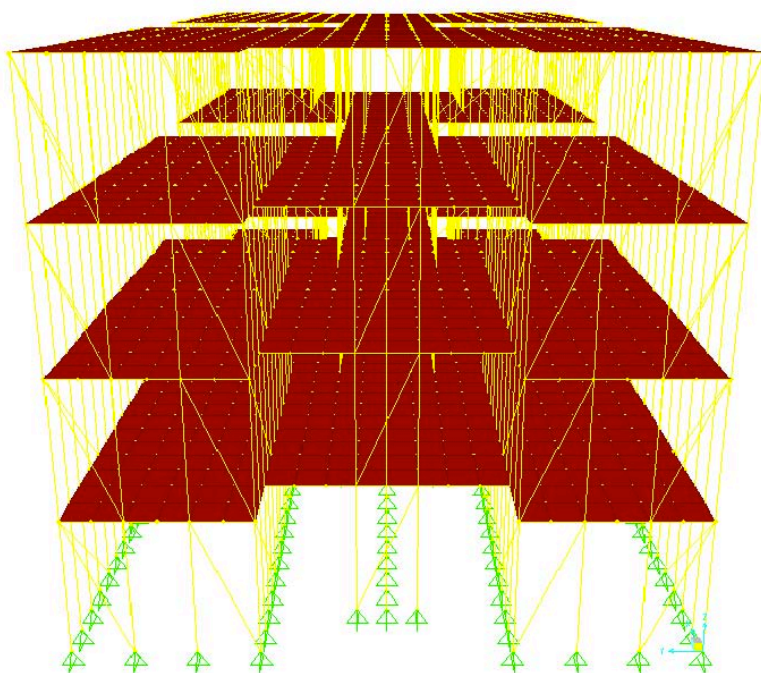
Pré-dimensionamento

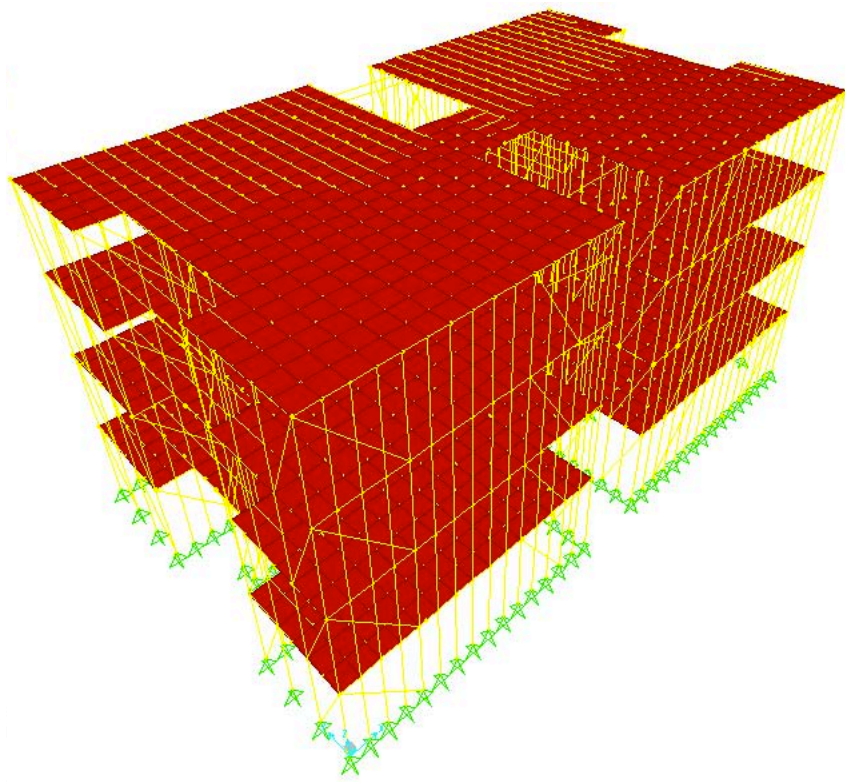
Cotas em [m]

Esc. 1:50



Anexo 3 – Vista 3D do modelo final no SAP2000

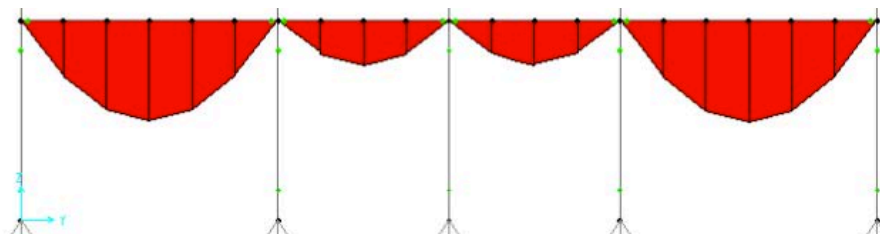




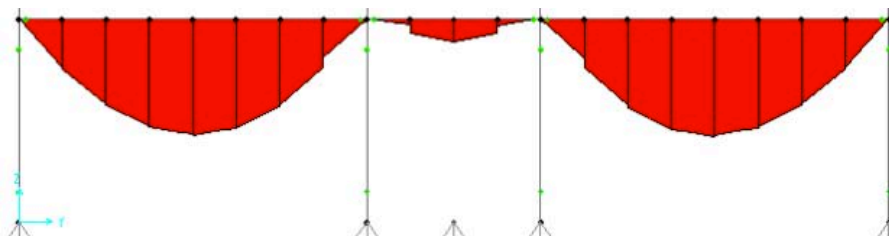
Anexo 4 – Diagramas de esforços das vigas para ambas as condições de apoio

Vigas bi-apoiadas:

- Alinhamento B



- Alinhamento D

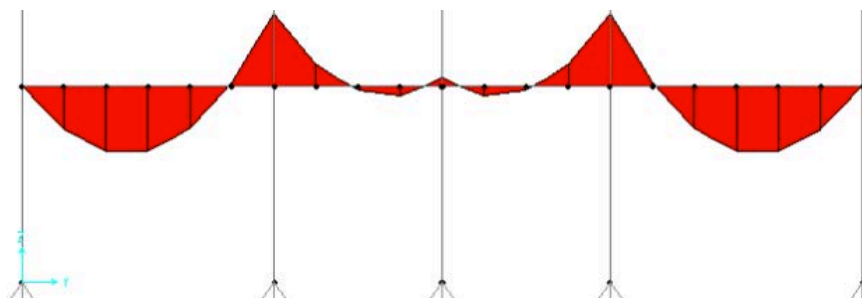


- Alinhamento A (independente do tipo de condição de apoio)

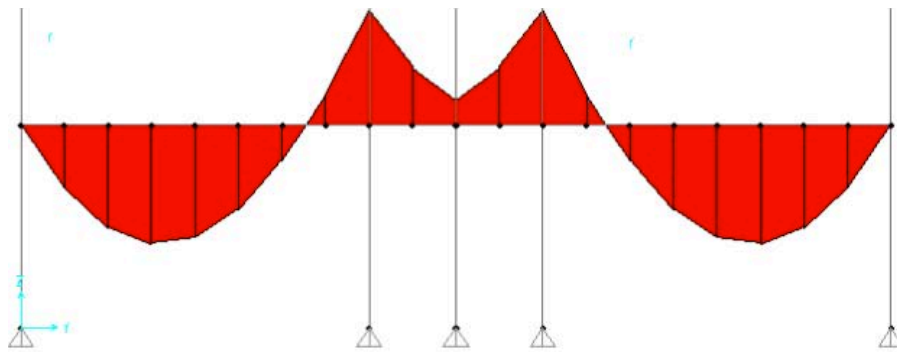


Vigas contínuas:

- Alinhamento B



- Alinhamento D



Anexo 5 - Relatório de cálculo do programa CFS

CFS Version 6.0.4

Section: Section 2.sct

Channel 150x43x15x1,5

Full Section Properties

Area	385,49 mm ²	Wt.	0,029648 kN/m	Width	257,00 mm
Ix	1264218 mm ⁴	rx	57,267 mm	Ixy	0 mm ⁴
Sx(t)	16856 mm ³	y(t)	75,000 mm	α	0,000 deg
Sx(b)	16856 mm ³	y(b)	75,000 mm		
		Height	150,000 mm		
Iy	94096 mm ⁴	ry	15,623 mm	Xo	-29,548 mm
Sy(l)	7967 mm ³	x(l)	11,811 mm	Yo	0,000 mm
Sy(r)	3017 mm ³	x(r)	31,189 mm	jx	78,659 mm
		Width	43,000 mm	jy	0,000 mm
I1	1264218 mm ⁴	r1	57,267 mm		
I2	94096 mm ⁴	r2	15,623 mm		
Ic	1358314 mm ⁴	rc	59,360 mm	Cw	428050848 mm ⁶
Io	1694888 mm ⁴	ro	66,307 mm	J	293,12 mm ⁴

Fully Braced Strength - 2007 North American Specification - US (ASD)

Material Type: A653 SS Grade 40, Fy=275,79 MPa					
Compression		Positive Moment		Positive Moment	
Pao	41,447 kN	Maxo	2,7837 kN-m	Mayo	0,4982 kN-m
Ae	270,51 mm ²	Ixe	1264218 mm ⁴	Iye	94096 mm ⁴
		Sxe(t)	16856 mm ³	Sye(l)	7967 mm ³
Tension		Sxe(b)	16856 mm ³	Sye(r)	3017 mm ³
Ta	63,662 kN	Negative Moment		Negative Moment	
		Maxo	2,7837 kN-m	Mayo	0,4773 kN-m
Shear		Ixe	1264218 mm ⁴	Iye	81857 mm ⁴
Vay	14,281 kN	Sxe(t)	16856 mm ³	Sye(l)	5577 mm ³
Vax	11,790 kN	Sxe(b)	16856 mm ³	Sye(r)	2890 mm ³

Calculation Details - 2007 North American Specification - US (ASD)

Axial Tension Strength

Ag=385,49 mm², Fy=275,79 MPa

Tn=106,32 kN

$\Omega_t=1,67$, $\phi_t=0,9$

NAS Eq. C2-1

Shear Strength

Stiffened Channel element 2

Aw=57 mm², Fv=165,47 MPa

Vn=9,432 kN at 180 deg

$\Omega_v=1,6$, $\phi_v=0,95$

Stiffened Channel element 3

Aw=217,5 mm², Fv=105,05 MPa

Vn=22,849 kN at 90 deg

NAS Eq. C3.2.1-2

NAS Eq. C3.2.1-4a

$\Omega_v=1,6$, $\phi_v=0,95$
 Stiffened Channel element 4
 $A_w=57 \text{ mm}^2$, $F_v=165,47 \text{ MPa}$
 $V_n=9,432 \text{ kN}$ at 0 deg
 $\Omega_v=1,6$, $\phi_v=0,95$
 NAS Eq. C3.2.1-2

Axial Compression Strength
 Effective width calculations for part 1: Stiffened Channel
 Element 1: Unstiffened, $w=12,5 \text{ mm}$
 $f_1=275,79 \text{ MPa}$, $f_2=275,79 \text{ MPa}$
 $\psi=1$ NAS Eq. B3.2-1
 $k=0,43$ NAS Eq. B3.2-3
 $\lambda=0,49229$ NAS Eq. B2.1-4
 $\lambda < 0.673$ (fully effective) NAS Eq. B2.1-1
 Element 2: Check for lip stiffener reduction
 $S=34,761$ NAS Eq. B4-7
 $I_a=130,04 \text{ mm}^4$ NAS Eq. B4-8
 $I_s=244,14 \text{ mm}^4 > I_a$ (no lip reduction)
 $k=3,2763$ NAS Table B4-1
 Element 2: Partially stiffened, $w=38 \text{ mm}$
 $f=275,79 \text{ MPa}$, $k=3,2763$
 $\lambda=0,54217$ NAS Eq. B2.1-4
 $\lambda < 0.673$ (fully effective) NAS Eq. B2.1-1
 Element 3: Stiffened, $w=145 \text{ mm}$
 $f_1=275,79 \text{ MPa}$, $f_2=275,79 \text{ MPa}$
 $\psi=1$ NAS Eq. B2.3-1
 $k=4$ NAS Eq. B2.3-8
 $\lambda=1,8723$ NAS Eq. B2.1-4
 $\rho=0,47134$ NAS Eq. B2.1-3
 $b_e=68,344 \text{ mm}$ NAS Eq. B2.1-2
 $b_1=34,172 \text{ mm}$ NAS Eq. B2.3-9
 $b_2=34,172 \text{ mm}$ NAS Eq. B2.3-10
 Ineffective width= $76,656 \text{ mm}$
 Element 5: Unstiffened, $w=12,5 \text{ mm}$
 $f_1=275,79 \text{ MPa}$, $f_2=275,79 \text{ MPa}$
 $\psi=1$ NAS Eq. B3.2-1
 $k=0,43$ NAS Eq. B3.2-3
 $\lambda=0,49229$ NAS Eq. B2.1-4
 $\lambda < 0.673$ (fully effective) NAS Eq. B2.1-1
 Element 4: Check for lip stiffener reduction
 $S=34,761$ NAS Eq. B4-7
 $I_a=130,04 \text{ mm}^4$ NAS Eq. B4-8
 $I_s=244,14 \text{ mm}^4 > I_a$ (no lip reduction)
 $k=3,2763$ NAS Table B4-1
 Element 4: Partially stiffened, $w=38 \text{ mm}$
 $f=275,79 \text{ MPa}$, $k=3,2763$
 $\lambda=0,54217$ NAS Eq. B2.1-4
 $\lambda < 0.673$ (fully effective) NAS Eq. B2.1-1

$A_e=270,51 \text{ mm}^2$, $F_y=275,79 \text{ MPa}$
 $P_n=74,604 \text{ kN}$
 $\Omega_c=1,8$, $\phi_c=0,85$
 NAS Eq. C4.1-1

Positive Flexural Strength about X-axis
 Effective width calculations for part 1: Stiffened Channel
 Element 1: No compressive stress (fully effective)
 Element 2: No compressive stress (fully effective)
 Element 3: Stiffened, $w=145 \text{ mm}$
 $f_1=266,6 \text{ MPa}$, $f_2=-266,6 \text{ MPa}$

$\psi=1$	NAS Eq. B2.3-1
$k=24$	NAS Eq. B2.3-2
$\lambda=0,75153$	NAS Eq. B2.1-4
$\rho=0,9411$	NAS Eq. B2.1-3
$b_e=136,46 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.1-2
$h_o=150 \text{ mm}$, $b_o=43 \text{ mm}$, $h_o/b_o=3,4884$	
$b_1=34,115 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-3
$b_2=68,23 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-4
Compression width=72,5 mm	
$b_1+b_2 >$ compression width (fully effective)	
Element 5: Unstiffened, $w=12,5 \text{ mm}$	
$f_1=266,6 \text{ MPa}$, $f_2=220,63 \text{ MPa}$	
$\psi=0,82759$	NAS Eq. B3.2-1
$k=0,49504$	NAS Eq. B3.2-2
$\lambda=0,4511$	NAS Eq. B2.1-4
$\lambda < 0.673$ (fully effective)	NAS Eq. B2.1-1
Element 4: Check for lip stiffener reduction	
$S=34,936$	NAS Eq. B4-7
$I_a=126,52 \text{ mm}^4$	NAS Eq. B4-8
$I_s=244,14 \text{ mm}^4 > I_a$ (no lip reduction)	
$k=3,2763$	NAS Table B4-1
Element 4: Partially stiffened, $w=38 \text{ mm}$	
$f=273,03 \text{ MPa}$, $k=3,2763$	
$\lambda=0,53945$	NAS Eq. B2.1-4
$\lambda < 0.673$ (fully effective)	NAS Eq. B2.1-1
Center of gravity shift: $y=0 \text{ mm}$	
$S_{xe}=16856 \text{ mm}^3$, $F_y=275,79 \text{ MPa}$	
$M_{nx}=4,6488 \text{ kN-m}$	NAS Eq. C3.1.1-1
$\Omega_b=1,67$, $\phi_b=0,95$	
Negative Flexural Strength about X-axis	
Effective width calculations for part 1: Stiffened Channel	
Element 1: Unstiffened, $w=12,5 \text{ mm}$	
$f_1=266,6 \text{ MPa}$, $f_2=220,63 \text{ MPa}$	
$\psi=0,82759$	NAS Eq. B3.2-1
$k=0,49504$	NAS Eq. B3.2-2
$\lambda=0,4511$	NAS Eq. B2.1-4
$\lambda < 0.673$ (fully effective)	NAS Eq. B2.1-1
Element 2: Check for lip stiffener reduction	
$S=34,936$	NAS Eq. B4-7
$I_a=126,52 \text{ mm}^4$	NAS Eq. B4-8
$I_s=244,14 \text{ mm}^4 > I_a$ (no lip reduction)	
$k=3,2763$	NAS Table B4-1
Element 2: Partially stiffened, $w=38 \text{ mm}$	
$f=273,03 \text{ MPa}$, $k=3,2763$	
$\lambda=0,53945$	NAS Eq. B2.1-4
$\lambda < 0.673$ (fully effective)	NAS Eq. B2.1-1
Element 3: Stiffened, $w=145 \text{ mm}$	
$f_1=266,6 \text{ MPa}$, $f_2=-266,6 \text{ MPa}$	
$\psi=1$	NAS Eq. B2.3-1
$k=24$	NAS Eq. B2.3-2
$\lambda=0,75153$	NAS Eq. B2.1-4
$\rho=0,9411$	NAS Eq. B2.1-3
$b_e=136,46 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.1-2
$h_o=150 \text{ mm}$, $b_o=43 \text{ mm}$, $h_o/b_o=3,4884$	
$b_1=34,115 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-3
$b_2=68,23 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-4
Compression width=72,5 mm	

$b_1 + b_2 >$ compression width (fully effective)
 Element 5: No compressive stress (fully effective)
 Element 4: No compressive stress (fully effective)

Center of gravity shift: $y=0$ mm
 $S_{xe}=16856 \text{ mm}^3$, $F_y=275,79 \text{ MPa}$
 $M_{nx}=4,6488 \text{ kN-m}$
 $\Omega_b=1,67$, $\phi_b=0,95$

NAS Eq. C3.1.1-1

Positive Flexural Strength about Y-axis
 Effective width calculations for part 1: Stiffened Channel

Element 1: Unstiffened, $w=12,5$ mm
 $f_1=269,16 \text{ MPa}$, $f_2=269,16 \text{ MPa}$

$\psi=1$

NAS Eq. B3.2-1

$k=0,43$

NAS Eq. B3.2-3

$\lambda=0,48633$

NAS Eq. B2.1-4

$\lambda < 0,673$ (fully effective)

NAS Eq. B2.1-1

Element 2: Stiffened, $w=38$ mm

$f_1=253,68 \text{ MPa}$, $f_2=-82,334 \text{ MPa}$

$\psi=0,32455$

NAS Eq. B2.3-1

$k=11,297$

NAS Eq. B2.3-2

$\lambda=0,28003$

NAS Eq. B2.1-4

$\rho=1$

NAS Eq. B2.1-3

$b_e=38$ mm

NAS Eq. B2.1-2

$h_o=43$ mm, $b_o=15$ mm, $h_o/b_o=2,8667$

$b_1=11,43$ mm

NAS Eq. B2.3-3

$b_2=19$ mm

NAS Eq. B2.3-4

Compression width=28,689 mm

$b_1 + b_2 >$ compression width (fully effective)

Element 3: No compressive stress (fully effective)

Element 5: Unstiffened, $w=12,5$ mm

$f_1=269,16 \text{ MPa}$, $f_2=269,16 \text{ MPa}$

$\psi=1$

NAS Eq. B3.2-1

$k=0,43$

NAS Eq. B3.2-3

$\lambda=0,48633$

NAS Eq. B2.1-4

$\lambda < 0,673$ (fully effective)

NAS Eq. B2.1-1

Element 4: Stiffened, $w=38$ mm

$f_1=253,68 \text{ MPa}$, $f_2=-82,334 \text{ MPa}$

$\psi=0,32455$

NAS Eq. B2.3-1

$k=11,297$

NAS Eq. B2.3-2

$\lambda=0,28003$

NAS Eq. B2.1-4

$\rho=1$

NAS Eq. B2.1-3

$b_e=38$ mm

NAS Eq. B2.1-2

$h_o=43$ mm, $b_o=15$ mm, $h_o/b_o=2,8667$

$b_1=11,43$ mm

NAS Eq. B2.3-3

$b_2=19$ mm

NAS Eq. B2.3-4

Compression width=28,689 mm

$b_1 + b_2 >$ compression width (fully effective)

Center of gravity shift: $x=0$ mm
 $S_{ye}=3017 \text{ mm}^3$, $F_y=275,79 \text{ MPa}$
 $M_{ny}=0,83205 \text{ kN-m}$
 $\Omega_b=1,67$, $\phi_b=0,9$

NAS Eq. C3.1.1-1

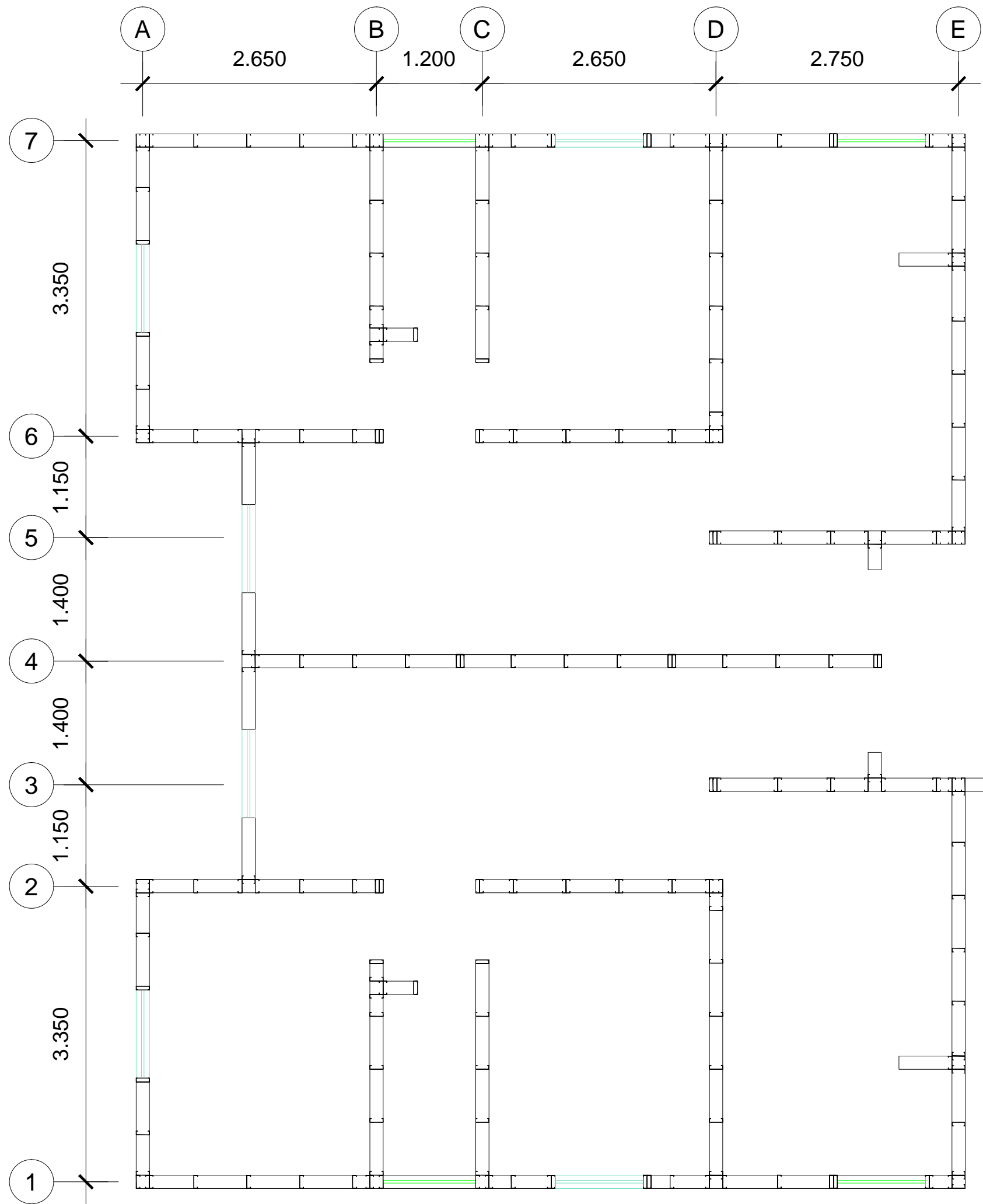
Negative Flexural Strength about Y-axis
 Effective width calculations for part 1: Stiffened Channel

Element 1: No compressive stress (fully effective)

Element 2: Stiffened, $w=38$ mm

$f_1=117,99 \text{ MPa}$, $f_2=-251,48 \text{ MPa}$

$\psi=2,1315$	NAS Eq. B2.3-1
$k=71,677$	NAS Eq. B2.3-2
$\lambda=0,075817$	NAS Eq. B2.1-4
$\rho=1$	NAS Eq. B2.1-3
$b_e=38 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.1-2
$h_o=43 \text{ mm}, b_o=150 \text{ mm}, h_o/b_o=0,28667$	
$b_1=7,4053 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-3
$b_2=19 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-4
Compression width=12,135 mm	
$b_1+b_2 > \text{compression width (fully effective)}$	
Element 3: Stiffened, $w=145 \text{ mm}$	
$f_1=135 \text{ MPa}, f_2=135 \text{ MPa}$	
$\psi=1$	NAS Eq. B2.3-1
$k=4$	NAS Eq. B2.3-8
$\lambda=1,31$	NAS Eq. B2.1-4
$\rho=0,63517$	NAS Eq. B2.1-3
$b_e=92,1 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.1-2
$b_1=46,05 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-9
$b_2=46,05 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-10
Ineffective width=52,9 mm	
Element 5: No compressive stress (fully effective)	
Element 4: Stiffened, $w=38 \text{ mm}$	
$f_1=117,99 \text{ MPa}, f_2=-251,48 \text{ MPa}$	
$\psi=2,1315$	NAS Eq. B2.3-1
$k=71,677$	NAS Eq. B2.3-2
$\lambda=0,075817$	NAS Eq. B2.1-4
$\rho=1$	NAS Eq. B2.1-3
$b_e=38 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.1-2
$h_o=43 \text{ mm}, b_o=150 \text{ mm}, h_o/b_o=0,28667$	
$b_1=7,4053 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-3
$b_2=19 \text{ mm}$	NAS Eq. B2.3-4
Compression width=12,135 mm	
$b_1+b_2 > \text{compression width (fully effective)}$	
Center of gravity shift: $x=2,867 \text{ mm}$	
$S_{ye}=2890,2 \text{ mm}^3, F_y=275,79 \text{ MPa}$	
$M_{ny}=0,7971 \text{ kN-m}$	NAS Eq. C3.1.1-1
$\Omega_b=1,67, \phi_b=0,95$	



Montantes utilizados:

- C150
- 2C150
- Encontro duplo C150
- Encontro triplo C150
- Pilar: 2C150 + 2U153

Esc. 1:10

Anexo 6 - Planta final dos montantes

Dimensionamento do 1º piso

Cotas em [m]

Esc. 1:50



Anexo 7 - Tabelas relativas ao dimensionamento dos montantes

Propriedades brutas e efetivas dos perfis utilizados como montantes

Perfil	YG	ZG	A	N _{ed-}	I _y	I _z	M _{ed,y+} / M _{ed,y-}	M _{ed,z+}	M _{ed,z-}	M _{ed,y+} / M _{ed,y-}		M _{ed,z+}		M _{ed,z-}	
	(mm)	(mm)	(mm ²)	A _{eff} (mm ²)			I _{y,eff} (mm ⁴)	I _{z,eff+} (mm ⁴)	I _{z,eff-} (mm ⁴)	W _{eff,y} (mm ³)	W _{eff,y} (mm ³)	W _{eff,z} (mm ³)	W _{eff,z} (mm ³)	W _{eff,z} (mm ³)	W _{eff,z} (mm ³)
C90	15	45	300	260	381250	79714	378654	79073	76266	8415		5219	2840	4823	2805
C150	12	75	390	271	1264218	94096	1264218	94096	81857	16856		7967	3017	5577	2890
C200	10	100	616	404	3257420	127419	3233433	127419	117646	32574		12793	3857	10004	3766
C250	9	125	890	558	6952263	161220	6886709	161220	153903	55618		18414	4708	15606	4644
U93	11	47	264	168	354966	47976	291469	16952	48052	7095	5614	2659	463	4376	1501
U153	8	77	354	177	1145280	55034	977512	17241	52102	13900	11823	3797	448	5503	1554
U204	7	102	572	311	3034773	76945	2730272	43839	75048	28558	25188	8108	1166	9672	2130
U255	6	128	840	474	6552362	98767	6200384	83804	98007	50395	46985	14010	2264	14712	2697
2C90	90	45	600	600	750597	290181	750597	290181		16680		6748			
2C150	150	75	780	716	2495366	290316	2495366	290223		33272		6752			
D - C90	60	60	1200	1160	1939438	1620421	1936201	1617184		32230	26560	26919	22184	26919	22184
D - C150	97	97	1560	1257	5468309	4973179	5468309	4973086		56535		51415			
T - C90	88	68	1200	1121	1619975	2802901	1614783	2801619		24653	18350	31837			
T - C150	118	113	1560	1257	4586296	6769130	4586203	6769130		56971	40766	57366			
Q - C90	88	88	2340	1721	3553498	3772862	3552216	3767670		40366		42814			
Q - C150	118	118	3696	1973	9264496	8822699	9264496	8822513		78513		74767			

Resistência dos elementos à encurvadura por flexão

Perfil	$N_{cr,y}$ (N)	$N_{cr,z}$ (N)	$\lambda_{norm,y}$ -	$\lambda_{norm,z}$ -	Curva -	α -	Φ_y -	χ_y -	Φ_z -	χ_z -	$N_{b,rd,y}$ (kN)	$N_{b,rd,z}$ (kN)
C90	179180,3	458935,0	0,696	0,435	b	0,34	0,827	0,786	0,635	0,912	57,3	66,5
C150	594158,6	541736,0	0,390	0,408	b	0,34	0,608	0,930	0,619	0,923	70,5	69,9
C200	1530926,0	733585,5	0,297	0,428	b	0,34	0,560	0,965	0,631	0,915	109,1	103,4
C250	3267432,6	928186,9	0,239	0,448	b	0,34	0,535	0,986	0,642	0,907	154,0	141,6
U93	166827,3	276210,7	0,579	0,450	c	0,49	0,760	0,798	0,662	0,871	37,4	40,9
U153	538260,0	316845,6	0,331	0,431	c	0,49	0,587	0,933	0,650	0,881	46,2	43,6
U204	1426286,1	442993,1	0,270	0,484	c	0,49	0,553	0,965	0,687	0,852	84,0	74,2
U255	3079486,7	568628,2	0,227	0,528	c	0,49	0,532	0,986	0,719	0,827	131,1	109,9
2C90	352766,5	1670650,1	0,753	0,346	b	0,34	0,878	0,753	0,585	0,947	126,5	159,1
2C150	1172775,0	1671427,4	0,451	0,378	b	0,34	0,645	0,905	0,602	0,935	181,5	187,4
D - C90	512718,4	428381,7	0,869	0,950	b	0,34	0,991	0,681	1,079	0,629	221,3	204,3
D - C150	1445626,1	1314731,6	0,539	0,565	b	0,34	0,703	0,867	0,721	0,854	305,0	300,7
T - C90	428263,6	740987,2	0,934	0,710	b	0,34	1,061	0,639	0,839	0,778	200,6	244,1
T - C150	1212453,3	1789517,0	0,588	0,484	b	0,34	0,739	0,843	0,665	0,891	296,7	313,7
Q - C90	939418,3	997410,4	0,782	0,759	b	0,34	0,904	0,736	0,883	0,750	354,5	361,2
Q - C150	2449203,0	2332407,6	0,518	0,531	b	0,34	0,688	0,876	0,697	0,870	483,9	480,7

Resistência dos elementos à encurvadura por torção / flexão-torção

Perfil	I_t (mm ⁴)	I_w (mm ⁶)	I_T (mm)	i_y (mm)	i_z (mm)	y_0 (mm)	i_0^2 (mm ²)	$N_{cr,T}$ (kN)	β -	$N_{cr,T}/N_{cr,y}$ -	$N_{cr,TF}$ (kN)	λ_T -	Curva -	α -	Φ -	χ -	$N_{b,rd,T}$ (kN)
C90	2,25E-10	1,50E-10	600	35,9	16,4	-51,2	4,18E+03	210,8	0,37	1,18	108,0	0,82	b	0,34	0,94	0,71	51,8
C150	2,93E-10	4,28E-10	600	57,3	15,6	-41,1	5,21E+03	477,2	0,68	0,80	335,8	0,47	b	0,34	0,66	0,90	67,8
C200	8,21E-10	1,01E-09	600	73,5	14,6	-35,2	6,86E+03	853,6	0,82	0,56	732,2	0,39	b	0,34	0,61	0,93	105,0
C250	1,85E-09	1,96E-09	600	89,2	13,6	-30,7	9,08E+03	1260,1	0,90	0,39	1189,6	0,36	b	0,34	0,59	0,94	146,9
U93	1,98E-10	6,91E-11	600	36,9	13,6	-37,0	2,91E+03	142,1	0,53	0,85	90,9	0,72	c	0,49	0,89	0,71	33,5
U153	2,66E-10	2,26E-10	600	57,1	12,5	-29,3	4,28E+03	309,2	0,80	0,57	260,3	0,44	c	0,49	0,65	0,88	43,4
U204	7,63E-10	5,79E-10	600	73,2	11,7	-25,3	6,13E+03	554,0	0,90	0,39	522,5	0,41	c	0,49	0,63	0,89	77,8
U255	1,75E-09	1,19E-09	600	88,8	10,9	-22,3	8,49E+03	824,5	0,94	0,27	807,6	0,41	c	0,49	0,63	0,89	118,8
2C90	4,50E-10	5,68E-10	600	35,4	22,0	0,0	1,73E+03	1906,6	-	-	1906,6	0,30	b	0,34	0,56	0,97	162,2
2C150	5,85E-10	1,60E-09	600	56,6	19,3	0,0	3,57E+03	2592,4	-	-	2592,4	0,28	b	0,34	0,55	0,97	194,9

Resistência final dos montantes para as 3 verificações de segurança apresentadas na EN1993.

Perfil	N _{ed} (6.61)	N _{ed} (6.62)	N _{ed} (6.38)	N _{ed,max}	M _{z,ed}	M _{y,ed}	N _{Rk}	M _{z,Rd}	M _{y,Rd}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
C90	48,1	54,4	40,7	40,7	-0,09	0,00	72,9	0,79	2,36
C150	47,3	47,0	41,3	41,3	-0,20	0,00	75,7	0,81	4,72
C200	69,5	67,1	60,3	60,3	-0,28	0,00	113,1	1,05	9,12
C250	95,1	90,2	81,1	81,1	-0,36	0,00	156,2	1,30	15,57
U93	14,6	15,0	12,3	12,3	0,06	0,00	46,9	0,13	1,57
U153	22,5	21,9	19,5	19,5	0,05	0,00	49,5	0,13	3,31
U204	77,6	69,2	65,8	65,8	0,02	0,00	87,1	0,33	7,05
U255	218,9	162,5	79,3	79,3	-0,12	0,00	132,9	0,76	13,16
2C90	126,5	159,1	126,5	126,5	0,00	0,00	168,0	1,89	4,67
2C150	181,5	187,4	181,5	181,5	0,00	0,00	200,5	1,89	9,32
D - C90	199,5	185,5	178,4	178,4	-0,36	-0,17	324,9	6,20	7,43
D - C150	256,2	253,3	235,9	235,9	-1,65	-0,67	351,9	14,38	15,81
T - C90	200,6	244,1	185,0	185,0	0,00	-0,28	313,8	8,89	5,14
T - C150	296,7	313,7	250,1	250,1	0,00	-1,23	351,9	16,02	11,41
Q - C90	354,5	361,2	354,5	354,5	0,00	0,00	481,8	11,99	11,28
Q - C150	483,9	480,7	480,7	480,7	0,00	0,00	552,4	20,93	21,94

$$(6.61) \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$(6.62) \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$(6.38) \quad \left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0$$

Anexo 8 - Tabelas relativas ao dimensionamento das vigas

Propriedades brutas e efetivas dos perfis utilizados como vigas

Perfil	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	M _{ed,y+} / M _{ed,y-}	M _{ed,z+}	M _{ed,z-}	M _{ed,y+} / M _{ed,y-}	
				I _{y,eff} (mm ⁴)	I _{z,eff+} (mm ⁴)	I _{z,eff-} (mm ⁴)	W _{eff,y} (mm ³)	W _{eff,y} (mm ³)
C90	300,0	381250,0	79714,0	378654,0	79073,0	76266,0	8414,5	
C150	390,0	1264218,0	94096,0	1264218,0	94096,0	81857,0	16856,2	
C200	616,0	3257420,0	127419,0	3233433,0	127419,0	117646,0	32574,2	
C250	890,0	6952263,0	161220,0	6886709,0	161220,0	153903,0	55618,1	
U93	264,0	354966,0	47976,0	291469,0	16952,0	48052,0	7094,8	5614,0
U153	354,0	1145280,0	55034,0	977512,0	17241,0	52102,0	13900,0	11758,0
U204	572,0	3034773,0	76945,0	2730272,0	43839,0	75048,0	28558,0	25188,0
U255	840,0	6552362,0	98767,0	6200384,0	83804,0	98007,0	50395,0	46985,0
2C250	1780,0	13904527,0	456425,0	13904527,0	466425,0		111236,2	

Cálculo do coeficiente de redução para a encurvadura lateral

Perfil	I _z	k	C ₁	k _w	I _t	I _w	C ₂	z _g	M _{cr}	λ _{norm,LT}	α _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}
	(m ⁴)	-	(Simp/ Apoiado)	-	(m ⁴)	(m ⁶)	(Simp/ Apoiado)	(m)	(kNm)	-	-	-	-
C90	7,97E-08	1,0	1,132	0,5	2,25E-10	1,50E-10	0,459	0,045	5,809	0,637	0,21	0,749	0,875
C150	9,41E-08	1,0	1,132	0,5	2,93E-10	4,28E-10	0,459	0,075	10,377	0,674	0,21	0,777	0,859
C200	1,27E-07	1,0	1,132	0,5	4,62E-10	1,01E-09	0,459	0,100	18,395	0,704	0,21	0,801	0,846
C250	1,61E-07	1,0	1,132	0,5	6,68E-10	1,96E-09	0,459	0,125	28,806	0,735	0,21	0,827	0,831
U93	4,80E-08	1,0	1,132	0,5	1,98E-10	6,91E-11	0,459	0,047	2,990	0,725	0,21	0,818	0,836
U153	5,50E-08	1,0	1,132	0,5	2,66E-10	2,26E-10	0,459	0,077	5,703	0,760	0,21	0,847	0,818
U204	7,69E-08	1,0	1,132	0,5	4,29E-10	5,79E-10	0,459	0,102	10,770	0,809	0,21	0,891	0,790
U255	9,88E-08	1,0	1,132	0,5	6,30E-10	1,19E-09	0,459	0,128	17,515	0,867	0,21	0,946	0,755
2C250	4,56E-07	1,0	1,132	0,5	3,64E-09	6,99E-09	0,459	0,125	94,259	0,575	0,21	0,705	0,899

Cálculo do momento flector resistente e do respectivo vão limite para as condições propostas

Perfil	χ_{LT}	$W_{eff,y}$	$M_{b,Rd}$	p_{sd}	Vão limite	M_{sd}	M_{sd}/M_{Rd}	L/250	p_{qp}	Deformação	Def/(L/250)
	-	(mm ³)	(kNm)	(kN/m ²)	(m)	(kNm)	-	(mm)	(kN/m ²)	(mm)	-
C90	0,875	8414,5	2,1	5,8	2,2	2,1	1,00	8,69	2,7	5,90	0,678
C150	0,859	16856,2	4,1	5,8	3,0	4,1	1,00	12,19	2,7	6,83	0,560
C200	0,846	32574,2	7,7	5,8	4,2	7,7	1,00	16,81	2,7	9,66	0,575
C250	0,831	55618,1	12,9	5,8	5,4	12,9	1,00	21,77	2,7	12,75	0,586
U93	0,836	5614,0	1,3	5,8	1,7	1,3	1,00	6,94	2,7	3,11	0,448
U153	0,818	11758,0	2,7	5,8	2,5	2,7	1,00	9,93	2,7	3,89	0,392
U204	0,790	25188,0	5,6	5,8	3,6	5,6	1,00	14,29	2,7	5,97	0,418
U255	0,755	46985,0	9,9	5,8	4,8	9,9	1,00	19,08	2,7	8,36	0,438
2C250	0,899	111236,2	28,0	5,8	8,0	28,0	1,00	32,04	2,7	29,63	0,925