



**Rui Paulo Soares
de Bastos**

**Projeto de estruturas com perfis em aço
enformados a frio**



**Rui Paulo Soares
de Bastos**

**Projeto de estruturas com perfis em aço
enformados a frio**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
professor Associado da Universidade de Aveiro

Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes
professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Professor Doutor Nuno Silvestre
professor Associado do Instituto Superior Técnico

agradecimentos

Esta dissertação foi realizada com o contributo de varias pessoas, às quais expresso aqui o meu reconhecimento e sinceros agradecimentos, pela ajuda na realização deste objetivo pessoal.

Agradeço ao meu orientador, professor Nuno Lopes e ao meu co-orientador professor Doutor Paulo Vila Real, pelo tempo que despenderam para me atender, pela motivação que me transmitiram e pelos concelhos e críticas enriquecedoras.

Um agradecimento especial aos meus pais e à minha irmã por todo o apoio que me dão e pela forma como me acompanham e ajudam, não só nesta etapa mas em toda a minha vida.

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha mulher e filha pelo carinho, paciência e apoio que sempre demonstram.

palavras-chave

Perfis enformado a frio, Construção em aço leve (LSF), Placa de partículas de madeira longas e orientadas (OSB), Eurocódigo 3.

resumo

Nesta dissertação apresentará alguns dos principais materiais empregues nas construções com perfis em aço leves ou *Light Steel Framing*, habitualmente designado por LSF. Apresenta-se também a conhecer o processo construtivo desde a fundação até a cobertura. As construções em LSF são construções a seco com estruturas em aço galvanizado e placas estruturais de OSB, que posteriormente é revestida com materiais de qualidade. Este método em LSF aborda e colmata de forma eficaz as lacunas ecológicas existentes noutros métodos convencionais.

A construção leve não sobrecarrega as estruturas existentes. Também é de mais fácil manuseamento e transporte. Não envelhece, não abre fendas, não deforma, não é inflamável, sendo 100% reciclável.

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 isolamento térmico e acústico;
- (ii) Excelentes indicadores de durabilidade, sustentabilidade e ecoeficiência.

O objectivo principal da presente dissertação, reside no desenvolvimento e análise de um modelo estrutural de um edifício em LSF, estudando o comportamento da estrutura em conjunto com os painéis estruturais de OSB e as técnicas de cálculo associadas ao sistema e prescritas na EN1993 (Eurocódigo 3) e na EN1995 (Eurocódigo 5).

keywords

Cold formed sections, Light Steel Framing (LSF), Oriented Strand Board (OSB), Eurocode 3.

abstract

This thesis will present the material used in construction with *Light Steel Framing (LSF)*. It will also present all the construction process starting with the foundation right to the roof. The LSF construction is a dry system construction with galvanized steel and OSB, which is then covered by materials with high quality. This method in LSF solves the ecological problems that exist in other methods.

Because this construction process is lighter, it does not overload the existing structures. Besides it is easier to manage and transport. Does not age, nor open cracks, nor deform, is not inflammable, being 100% recyclable.

Comparing the construction method in study with the traditional masonry solution, it was found that the LSF method presents

- (i) Excellent thermal insulation and acoustical;
- (ii) 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 structural panels and the calculation techniques related with the system, prescribed in EN1993 (Eurocode 3) and EN1995 (Eurocode 5).

Índice

<i>Índice de figuras</i>	<i>XVI</i>
<i>Índice de tabelas</i>	<i>XXI</i>
<i>CAPÍTULO 1. – INTRODUÇÃO</i>	<i>1</i>
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 OBJECTIVOS	4
<i>CAPÍTULO 2. – MATERIAIS UTILIZADOS</i>	<i>5</i>
2.1 MATERIAIS ESTRUTURAIS	5
2.1.1 Aço Galvanizado	5
2.1.2 O Revestimento da estrutura	5
2.2 MATERIAIS NÃO ESTRUTURAIS.....	6
2.2.1 O isolamento acústico e térmico	6
2.2.2 Os revestimentos finais	8
2.2.3 Outros materiais	9
<i>CAPÍTULO 3. – ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO</i>	<i>10</i>
3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL	10
3.1.1 Conceção estrutural	10
3.1.2 Diretrizes para o projeto estrutural.....	11
3.1.2.1 Perfis	11
3.1.2.2 Guias	14
3.1.2.3 Montantes.....	14
3.1.2.4 Vigas	16
3.1.2.5 Contraventamentos.....	17
3.1.2.6 Cabeceiras (ou Vergas)	20
3.1.2.7 Paredes (ou diafragmas rígidos verticais)	22
3.1.2.8 Lajes (ou diafragmas rígidos horizontais).....	30
3.1.2.9 Coberturas	33
3.1.2.10 Ligações.....	35
3.1.3 Ações	38
3.1.3.1 Permanentes	38

3.1.3.2	Variáveis	41
3.1.3.3	Acidentais.....	41
3.1.3.4	Combinação de Ações.....	45
3.2	DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO O MÉTODO PRESCRITIVO.....	46
3.2.1	Introdução.....	46
3.2.2	Cargas.....	47
3.2.3	Tabelas de Dimensionamento	50
3.2.3.1	Paredes	50
3.2.3.2	Lajes	56
3.2.3.3	Coberturas	59
3.2.3.4	Ligações	62
3.3	DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO A NORMA EN 1993-1-3 PARA OS PERFIS EM AÇOS ENFORMADOS A FRIO.....	72
3.3.1	Resistência da secção	72
3.3.2	Resistência do elemento	75
3.3.3	Deformação	76
3.3.4	Ligações ao corte.....	77
	<i>CAPÍTULO 4. – PROJETO DE UM CASO PRÁTICO</i>	<i>79</i>
4.1	METODOLOGIA.....	80
4.2	DIMENSIONAMENTO.....	89
4.2.1	Vigas para as lajes de piso e lajes de cobertura (Cobertura Plana)	89
4.2.2	Vergas (vigas de cabeceira) para os vãos e respetivos montantes (Montantes Normais e Montantes de Ombreira)	91
4.2.3	Vigas de reforço	93
4.2.4	Montantes para as paredes.....	95
4.2.5	Pilares	99
4.2.6	Parafusos para cada tipo de ligações	101
	<i>CAPÍTULO 5. – PROCESSO CONSTRUTIVO</i>	<i>105</i>
5.1	FUNDAÇÕES	105
5.2	PAREDES ESTRUTURAIS RESISTENTES	105
5.3	LAJES E COBERTURAS	107
5.4	LIGAÇÕES	108

<i>CAPÍTULO 6. – CONCLUSÕES.....</i>	<i>111</i>
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
6.2 OBRAS REALIZADAS.....	112
<i>Referências bibliográfica</i>	<i>116</i>
<i>Anexo – Desenhos</i>	<i>121</i>

Índice de figuras

Figura 1– Montagem da estrutura (Obra da PRORUAN - Ílhavo).	2
Figura 2– Revestimentos exteriores e interiores (Obra da PRORUAN - Ílhavo).	3
Figura 3– Perfis em aço galvanizado descarregado na obra de S.Bernado.	5
Figura 4– Revestimento da estrutura com placas OSB (Obra da PRORUAN – Alquerubim).	6
Figura 5– Isolamento acústico com lã mineral pelo lado interior e isolamento térmico em EPS pelo lado exterior. (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).	7
Figura 6– Desenho esquemático de construção em LSF	10
Figura 7– Perfil “U” (U simples) utilizados como guias.....	12
Figura 8– Perfil “C” utilizados como montantes.....	12
Figura 9– Perfil cantoneira	13
Figura 10– Perfil fita (barra chata).	14
Figura 11–Painel composto por montantes e guias no sistema construtivo LSF	15
Figura 12– Montantes rotulados em suas extremidades.....	15
Figura 13– Travamento dos montantes por meio de bloqueadores e fitas de aço galvanizado.....	15
Figura 14– Esquema de vigas de piso	16
Figura 15– Travamento de vigas por meio de bloqueadores.....	17
Figura 16– Exemplo de contraventamento em formato X	17
Figura 17– Resultante das forças com contraventamento com fita metálica	18
Figura 18– Solicitação das diagonais de contraventamento.....	18
Figura 19– Fixação das diagonais nos painéis.....	19
Figura 20– Contraventamento do painel superior e inferior.....	19

Figura 21– Exemplo de contraventamento em formato V	20
Figura 22– Tipos de Vergas.....	21
Figura 23- Painel estrutural com vergas e reforços estruturais para aberturas.....	21
Figura 24– Verga sobre o vão de abertura.....	22
Figura 25– Configuração de 5 tipo de painéis rígidos.....	23
Figura 26 – Encontro dos painéis	23
Figura 27– Encontro dos painéis com placas cortadas em C	24
Figura 28–Painel do tipo SS	25
Figura 29– Painel do tipo SD	26
Figura 30– Painel do tipo DD.....	26
Figura 31– Pormenorização do encontro de dois painéis (SS com SD).....	27
Figura 32– Pormenorização do encontro de dois painéis (2xSS com SD).....	27
Figura 33– Pormenorização do encontro de três painéis.....	28
Figura 34–Distribuição e equilíbrio plástico das forças	29
Figura 35– Equilíbrio global das forças para painéis de diafragma interrompidos por aberturas.....	29
Figura 36– Vigas de piso no sistema LSF	30
Figura 37– Esquema de laje no sistema LSF.....	31
Figura 38– Laje seca no sistema <i>LSF</i>	32
Figura 39– Laje húmida no sistema LSF.....	32
Figura 40– Cobertura plana	33
Figura 41– Cobertura inclinada com vigas inclinadas.....	33
Figura 42– Cobertura inclinada com treliças.....	34
Figura 43– Estrutura do telhado com placas OSB.....	35
Figura 44– Comprimento de vários tipos de parafuso.....	36

Figura 45– Aderência dos parafusos auto-roscantes	37
Figura 46– Cabeças dos parafusos.....	37
Figura 47– Entalhes dos parafusos	38
Figura 48– Zonas Sísmicas e correspondentes acelerações para o território de Portugal Continental	42
Figura 49– Zonas sísmicas	49
Figura 50– Pormenores típicos de uma parede resistente em LSF.....	50
Figura 51– Verga de secção I (back-to-back).....	52
Figura 52– Verga de secção caixa	53
Figura 53– Pavimento-tipo em aço leve.....	56
Figura 54– Fixação de pavimento sobre parede estrutural	57
Figura 55– Fixação de pavimento em consola sobre parede estrutural.....	57
Figura 56– Cobertura-tipo	59
Figura 57– Pormenor da ligação de cobertura.....	59
Figura 58– Pormenor da ligação de parede estrutural a fundação.....	63
Figura 59– Fixação dos painéis de OSB (ou de gesso cartonado).....	64
Figura 60– Emenda de canal.	65
Figura 61– Configuração do edifício.....	66
Figura 62– Pormenor da fixação de diafragma de pavimento.....	66
Figura 63– Pormenor de fixação do pavimento.....	68
Figura 64– Viga contínua apoiada em parede estrutural	68
Figura 65– Viga descontínua apoiada em parede estrutural.....	68
Figura 66– Contraventamento adicional do pavimento.....	69
Figura 67– Abertura no pavimento.....	70
Figura 68– Deslocamentos verticais a considerar.	77

Figura 69– Desenho geral de uma moradia unifamiliar.	79
Figura 70– Planta das paredes estruturais do rés-do-chão.....	83
Figura 71– Planta das paredes estruturais do 1ºandar.	84
Figura 72– Planta do rés-do-chão das lajes de pavimento (LP), lajes de cobertura (LC), vigas de reforço (VR) e vergas (vigas de cabeceira - VC).....	85
Figura 73– Planta do 1ºandar das lajes de cobertura (LC), vigas de reforço (VR) e vergas (vigas de cabeceira - VC).....	86
Figura 74– Planta do rés-do-chão dos montantes e das vigas.	87
Figura 75– Planta do 1ºandar dos montantes e das vigas.	88
Figura 76– Bucha HIT-HY 200 + HIT-V M16	98
Figura 77– Fundações (Obras da PRORUAN - Branca e Cinfães).....	105
Figura 78– Fixação da estrutura a fundação (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).	105
Figura 79– Estrutura em LSF (Obras da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).....	106
Figura 80– Placas OSB e de gesso acartonado (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).	106
Figura 81 – Lajes secas (Obras da PRORUAN - Cinfães).....	107
Figura 82– Lajes húmidas (Obras da PRORUAN - Branca, Águeda e Ílhavo).	108
Figura 83– Parafusos (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).	109
Figura 84– Tipos de pontas usadas nos parafusos no sistema LSF	109
Figura 85 – Funcionamento dos parafusos com ponta broca	109
Figura 86– Pormenor de ancoragem (Obra da PRORUAN – Albergaria-a-Velha).	110
Figura 87 – Obra da PRORUAN realizada na Branca (Ano 2007).	112
Figura 88– Obra da PRORUAN realizada em Cinfães (Ano 2008).	112
Figura 89– Obra da PRORUAN realizada em Albergaria-a-Nova (Ano 2009).	113
Figura 90– Obra da PRORUAN realizada em Ílhavo (Ano 2010).	113

Figura 91– Obra realizada em Águeda (Ano 2011).	114
Figura 92– Obra da PRORUAN realizada em S.Bernado (Ano 2012).	114
Figura 93– Obra da PRORUAN realizada em Vale de Cambra (Ano 2014).	115

Índice de tabelas

Tabela 1– Propriedades da secção transversal dos perfis “U” e “C”	13
Tabela 2– Diâmetros e comprimentos dos parafusos usados no sistema LSF	35
Tabela 3– Características dos parafusos recomendadas em função da aplicação	36
Tabela 4– Peso Próprio da parede estrutural exterior com perfil de C150.....	39
Tabela 5– Peso Próprio da parede estrutural exterior com perfil de C90.....	39
Tabela 6– Peso Próprio da parede estrutural interior com perfil de C90	39
Tabela 7– Peso Próprio da parede não estrutural interior com perfil de C90.....	39
Tabela 8– Peso Próprio da laje interior com perfil de C200	40
Tabela 9– Peso Próprio da laje interior com perfil de C250	40
Tabela 10– Peso Próprio da laje interior com perfil de C300	40
Tabela 11– Classe de importância dos edifícios.....	43
Tabela 12– Coeficiente de importância - γ_1	43
Tabela 13– Valores máximos de peso próprio para cada tipo de parede estrutural	47
Tabela 14– Valores máximos de dimensões e ações.....	47
Tabela 15– Correlação entre a velocidade do vento e rajada de 3s.....	48
Tabela 16– Espessura mínima dos montantes (mm) – Parede de 2,7 m de altura sujeita apenas a carga do teto e cobertura. Aço S235	51
Tabela 17– Espessura mínima dos montantes (mm) – Parede de 2,7 m de altura sujeita à carga de 1 piso, teto e cobertura. Aço S235.	52
Tabela 18– Vãos admissíveis em vergas que suportem apenas cargas do teto e cobertura. Aço S235	54
Tabela 19– Vãos admissíveis em vergas que suportam cargas de 1 piso, teto e cobertura. Carga aplicada apenas nas paredes. Aço S235	55
Tabela 20– Montantes necessários nos extremos de um vão (normais e de ombreira)..	56

Tabela 21– Valores máximos admissíveis (em m) de vãos simples com reforços de apoio (Aço S235).....	58
Tabela 22– Valores máximos admissíveis (em m) de vãos múltiplos com reforços de apoio (Aço S235).....	58
Tabela 23– Vãos máximos em vigas de teto de vão único com reforços de apoio, sótão inacessível.....	60
Tabela 24– Vãos máximos em vigas de teto de dois vãos com reforços de apoio, sótão inacessível.....	60
Tabela 25– Vãos máximos em vigas de teto de vão único com reforços de apoio, sótão acessível.....	61
Tabela 26– Vãos máximos em vigas de teto de dois vãos com reforços de apoio, sótão acessível.....	61
Tabela 27– Vãos máximos, em planta, em vigas de cobertura.....	62
Tabela 28– Equivalência entre velocidade do vento e sobrecarga de neve (kN/m ²).....	62
Tabela 29 – Requisitos de ligações entre paredes e fundação ou pavimento	63
Tabela 30– Força de tração mínima (kN) disponível nas fixações à fundação	63
Tabela 31– Fixações de OSB ou de gesso cartonado	64
Tabela 32– Percentagem mínima de painéis de parede exterior com revestimento em todo o pé-direito	65
Tabela 33– Requisitos de fixação (nº mínimo de parafusos #8) em emendas do canal .	65
Tabela 34– Numero de parafusos na ligação entre parede e fundação/pavimento.....	67
Tabela 35– Requisitos mínimos de fixação (número e tipo de parafusos) da verga ao montante	67
Tabela 36– Ligações do pavimento	69
Tabela 37– Requisitos de fixação dos vários elementos da cobertura	70
Tabela 38– Número de parafusos #10 nas ligações entre vigas de cobertura e vigas de teto	70

Tabela 39– Número de parafusos #10 nas ligações entre vigas de cobertura e de cumeeira.....	71
Tabela 40– Requisitos da ligação à viga de cumeeira	71
Tabela 41– Distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos.....	78
Tabela 42– Cargas das lajes.....	81
Tabela 43– Cargas das vigas	82
Tabela 44– Resistência a flexão das vigas para as lajes	90
Tabela 45– Resistência a flexão das vergas.....	93
Tabela 46– Resistência a flexão das vigas de reforço	94
Tabela 47– Resistência à compressão dos montantes	96
Tabela 48– Resistência à encurvadura por flexão dos montantes	97
Tabela 49– Capacidade resistente do painel rígido (OSB).....	97
Tabela 50– Resistência à compressão dos pilares	99
Tabela 51– Resistência à encurvadura por flexão dos pilares	100
Tabela 52– Resistência à flexão composta com compressão dos pilares	101
Tabela 53– Resistência do parafuso	104
Tabela 54– Distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos.....	104

CAPÍTULO 1. – INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O sistema de construção leve em aço (Estruturas em Aço Leve ou *Light Steel Framing - LSF*), posiciona-se como possível sistema construtivo do futuro por abordar e colmatar, de forma eficaz, as lacunas ecológicas existentes com outros materiais, 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 edifícios.

A combinação dos materiais empregues nas construções em LSF produz um conforto habitacional.

Analisando os custos numa perspectiva equilibrada no seu ciclo de vida, mais do que pensar apenas no custo de investimento, a construção LSF sai beneficiada. 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).

Durante o século 20, e certamente assim continuará por muitos anos à frente, o aço tem sido usado para construir as mais altas estruturas existentes no planeta. Entre as mais famosas, a Torre Eiffel em Paris, o Empire State Building em New York, a Torre Sears em Chicago e o edifício Taipei em Taiwan, com mais de 500 metros de altura. Usualmente, o método básico de construção destas gigantescas estruturas é conhecido por Steel Framing.

No entanto, no que diz respeito à construção residencial, já por centenas de anos, os povos destes países mais desenvolvidos têm optado pela madeira como material básico de construção. Mais recentemente, os perfis em aço galvanizado começaram a ser cada vez mais utilizados devido à sua maior resistência e durabilidade, menor impacto sobre o ambiente, preços mais baixos e estáveis, mantendo no entanto todas as características de conforto térmico e acústico que os perfis em madeira já conferiam. Este sistema construtivo passou a ser conhecido por Light Steel Framing (Futureng, 2013).

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.

O método básico de construção em LSF em edifícios, é designado por construção stick-built (Landolfo et al, 2002).

Construção stick-built:

Este método é o mais comum e é 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, e só depois erguidos e colocados na sua posição final, como se ilustra na Figura 1.



Figura 1– Montagem da estrutura (Obra da PRORUAN - Ílhavo).

As principais vantagens deste método são: (Landolfo et al, 2002).

- Rapidez de montagem;
- Não é necessária fábrica de pré-fabricação;
- Não é necessário máquinas de levantamentos pesados no local;
- O transporte dos elementos pode ser feito de forma mais eficiente.

Depois de erguida a estrutura procede-se à colocação dos restantes revestimentos exteriores e interiores, como se ilustra na Figura 2.



Figura 2– Revestimentos exteriores e interiores (Obra da PRORUAN - Ílhavo).

As principais vantagens no uso do sistema LSF em edifícios são as seguintes: (Futureng, 2013).

- Segurança Estrutural.
- Rapidez e fiabilidade na construção.
- Conforto térmico e acústico.
- Durabilidade dos materiais.
- Ausência de fissuras e equilíbrio da humidade.
- Facilidade de manutenção ou reparação.
- Possibilidade de mudar facilmente a configuração dos espaços interiores.
- Economia energética.
- Valor Financeiro.

1.2 OBJECTIVOS

A presente dissertação insere-se no âmbito da empresa PRORUAN constituída em 2004 pelo autor deste trabalho, onde exerce a sua atividade profissional desde então.

A utilização de estruturas com perfis em aço enformados a frio ou *Light Steel Framing* (Estruturas em Aço Leve), tem dois grandes objetivos principais.

O primeiro objetivo é a familiarização dos materiais utilizados bem como com a técnica construtiva de edifícios em LSF. Isto permite uma avaliação global dos vários parâmetros relativos à performance térmica, acústica, segurança e sustentabilidade de um edifício em LSF, e respetiva comparação com a solução mais generalizada em Portugal, concluindo sobre vários fatores de decisão na escolha de um método construtivo.

O objetivo principal da presente dissertação é compreender a análise estrutural detalhada de um edifício, de forma a estudar as técnicas de cálculo associadas ao sistema LSF e o comportamento da estrutura em conjunto com os painéis estruturais de revestimento OSB - Oriented Strand Board, ou seja, Placa de Partículas Longas Orientadas. Para o dimensionamento será utilizados os métodos de dimensionamento prescritos nas atuais normas, incluem-se, entre outras, a EN1993 (para os elementos de aço) e a EN1995 (para os elementos derivados da madeira).

CAPÍTULO 2. – MATERIAIS UTILIZADOS

2.1 MATERIAIS ESTRUTURAIS

2.1.1 Aço Galvanizado

Os montantes e vigas empregues nas construções com estrutura em aço galvanizado são fabricados a partir de chapa de aço galvanizado por imersão em zinco quente. Naturalmente, tanto a liga do aço bem como a configuração das suas secções, espessuras e orifícios, espaçamento entre peças e conexões, incluindo a quantidade de galvanização devem ser as adequadas à construção civil, cumprindo a legislação estabelecida pelos Eurocódigos (Futureng, 2013).

As peças metálicas variam tanto na secção como na espessura. Para as paredes é comum usarem-se espessuras entre os 0,8 e os 1,5 mm. Para pisos e telhados é usual atingir os 2,5 mm de espessura. Apesar de se tratar de aço estrutural cuja tensão de cedência (f_{yb}) não seja inferior a 280 N/mm^2 , a maioria dos elementos são leves, sendo manuseados por uma única pessoa. Todas as peças possuem uma função previamente prevista no projecto de engenharia. Para permitir a flexibilidade da estrutura, todos os elementos metálicos são aparafusados entre si, sem pontos de solda (Figura 3).



Figura 3– Perfis em aço galvanizado descarregado na obra de S.Bernado.

2.1.2 O Revestimento da estrutura

Durante a construção da estrutura, as peças metálicas são revestidas com o objetivo de se conferir maior interligação entre elas. De facto, não basta que as peças estejam conectadas nos seus extremos para que funcionem em conjunto. Há necessidade de colocar um revestimento que solidarize todos os elementos estruturais, Formando assim uma pele ou diafragma, horizontal e vertical, que permita a distribuição das cargas. Ao

mesmo tempo, esta 'pele' estrutural serve também de suporte aos materiais de proteção térmica, isolamento e acabamento exterior.

Vários materiais poderiam exercer estas funções mas, ao longo dos últimos anos, as placas estruturais OSB têm vindo a ser preferidas pela maioria dos construtores. Estas placas são compostas por lâminas de madeira orientadas. Daí o nome: OSB - Oriented Strand Board, ou seja, placa de partículas longas e orientadas.

O OSB faz parte de uma nova geração de madeiras processadas ou lameladas a que pertencem também outro tipo de produtos, tal como as vigas de grandes dimensões que podemos encontrar na estrutura de um dos emblemáticos edifícios de Lisboa, o Pavilhão Atlântico, cujo vão máximo é superior a 110 metros. As placas OSB mostram ser bastante versáteis, fáceis de cortar e de fixar através de parafusos. O seu baixo peso facilita o seu manuseamento durante o período de construção. Apesar de ser basicamente um revestimento estrutural, as placas OSB contribuem também para os excelentes níveis de isolamento térmico do edifício (Futureng, 2013).

Naturalmente, conforme a exigência do projeto, outros tipos de materiais podem ser escolhidos para cumprir esta função de revestimento estrutural (ver Figura 4).



Figura 4– Revestimento da estrutura com placas OSB (Obra da PRORUAN – Alquerubim).

2.2 MATERIAIS NÃO ESTRUTURAIS

2.2.1 O isolamento acústico e térmico

Para o isolamento acústico empregam-se mantas ou painéis de lã mineral. Devido as suas excelentes propriedades termo-acústicas, estes materiais são empregues nos mercados da construção civil, industrial, automóvel e dos eletrodomésticos, entre

outros. Proporcionam economia energética garantindo conforto ambiental e aumento do rendimento dos equipamentos de climatização. São incombustíveis, inertes e resistentes à humidade. As mantas ou painéis de lã mineral são colocados na cavidade resultante do espaçamento dos perfis ou vigas e dos materiais que revestem esses elementos, sendo que estas zonas ocas podem possuir entre 90 e 150 mm, consoante as secções dos perfis empregues (Futureng, 2013).

No revestimento exterior empregam-se placas de poliestireno expandido, ou EPS. Trata-se de uma espuma de poliestireno celular moldada e é um material utilizado não só para a construção civil, mas também para as embalagens que contêm alimentos.

O EPS apresenta uma baixa condutibilidade térmica, é muito leve mas possui resistência mecânica, resiste ao envelhecimento e possui uma baixa absorção de água sendo insensível a humidade. É fácil de aplicar sendo extraordinariamente versátil, permitindo ser moldado para executar os mais intrincados elementos decorativos nas fachadas (Futureng, 2013). A Figura 5 ilustra as aplicações destes isolamentos.



Figura 5– Isolamento acústico com lã mineral pelo lado interior e isolamento térmico em EPS pelo lado exterior. (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).

2.2.2 Os revestimentos finais

Depois de termos um esqueleto metálico e um revestimento estrutural resta-nos revestir a nossa casa por dentro e por fora.

Pelo interior, tanto as paredes como os tetos são revestidos com placas de gesso cartonado que conferem um acabamento uniforme e esteticamente agradável mas cumprem ainda outras funções vitais, tal como a proteção contra incêndios e o aumento do isolamento térmico e acústico. As placas são fundamentais na regulação higrométrica, ou seja, no equilíbrio da humidade ambiente. Esta última característica impede a formação de bolores ou fungos resultando num ambiente mais saudável, especialmente para quem sofre de problemas respiratórios (Futureng, 2013).

As placas de gesso são aparafusadas diretamente sobre a estrutura metálica e as juntas são tratadas e, se o trabalho for executado com competência, será impossível localizá-las após a conclusão. Sobre as placas de gesso podem também ser colados os mais diversos materiais de revestimento, tal como o azulejo.

O revestimento exterior de uma habitação é muito mais do que apenas um elemento estético e decorativo. Deverá também, como a pele de um corpo, proteger a estrutura e o interior do lar ao mesmo tempo que permite a sua respiração. Uma fissura é um ponto frágil por onde inevitavelmente penetrará a humidade, provocando danos não só a nível estrutural como também no mobiliário da habitação e, pior ainda, na saúde dos ocupantes. Mas, infelizmente, problemas de infiltrações e de fachadas fissuradas são comuns na construção convencional, muitas vezes ainda antes da casa ser entregue ao seu novo proprietário.

Assim, como proteção eficaz pelo exterior, não basta a utilização de um reboco ou de uma tinta. Opta-se por aplicar um sistema composto de diversos materiais cuja função é aumentar o isolamento térmico, resistir à ação do sol e da chuva, ser uma barreira contra o impacto e, naturalmente, decorar o edifício. Os mais recentes edifícios construídos no nosso país, inclusive grandes obras públicas, já recorrem a estes sistemas conhecidos usualmente por Rebocos Térmicos pelo Exterior [sendo EIFS a sigla usada em inglês]. Assim, estes sistemas são aplicados tanto sobre a alvenaria como sobre as placas de OSB (Futureng, 2013).

O primeiro passo é o revestimento do edifício com placas de poliestireno expandido, ou EPS. Este revestimento integral, de espessura variável consoante o isolamento pretendido, corrige totalmente as chamadas pontes térmicas, ou seja, os locais por onde a energia se poderia dissipar. Seguidamente, é aplicada uma argamassa polimérica de rápida secagem. Visto que estas argamassas são fornecidas já prontas garante-se um excelente nível de qualidade e uniformidade. Ao ser colocada a argamassa sobre as placas de poliestireno, é embebida uma armadura em fibra de vidro como proteção contra os choques ou fissuras. Consoante a espessura ou o peso por metro quadrado desta rede, altera-se a resistência ao impacto, podendo alcançar níveis superiores a qualquer reboco convencional. Finalmente, é aplicada uma última camada de argamassa que contém os pigmentos e os inertes que lhe conferem a textura e a cor pretendida para o acabamento final.

2.2.3 Outros materiais

Excetuando a estrutura, os edifícios LSF poderão empregar os mesmos materiais que qualquer outro. Desde as fundações à cobertura, do equipamento à decoração, o tipo e a forma dos materiais poderão ser escolhidos pelo arquiteto ou pelo cliente levando em conta o seu gosto e capacidade financeira. Nas fundações, muros de suporte ou caves é empregue o convencional betão armado. No interior, qualquer tipo de revestimento ou pavimentos podem ser aplicados. O mesmo acontece com o mobiliário e equipamento de cozinha dos quartos e instalações sanitárias ou com quaisquer elementos decorativos tais como rodapés, sancas, centros de teto, escadas, portas interiores, caixilharia com ângulos retos ou arqueada, paredes curvas, em arco ou com outros formatos irregulares, tetos abobadados, entre muitas outras soluções arquitetónicas.

No interior das paredes e das lajes, existe espaço suficiente para aplicar qualquer tipo de tubagem, seja ela para água quente ou fria, esgotos, drenagem, aspiração central, ar condicionado ou outros meios de climatização, condutores elétricos, telecomunicações e informática, televisão e som, meios de vigilância, sistemas de domótica, entre muitos outros. Pelo exterior, as texturas e cores só estão limitadas pela imaginação do projetista. Socos ou cantarias, genuínas ou de imitação, relevos ou depressões nas fachadas, varandas ou terraços, coberturas planas, invertidas ou com telha cerâmica, alpendres ou pérgolas, tudo isto e muito mais é possível executar sobre os materiais básicos do sistema LSF (Futureng, 2013).

CAPÍTULO 3. – ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1.1 Conceção estrutural

O LSF é um sistema construtivo baseado em uma conceção racionalizada. 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 aos esforços a que são submetidos. Os perfis de aço galvanizado são utilizados para compor paredes estruturais ou não-estruturais, lajes (vigas de pisos e vigas secundárias), coberturas e demais componentes (Figura 6).

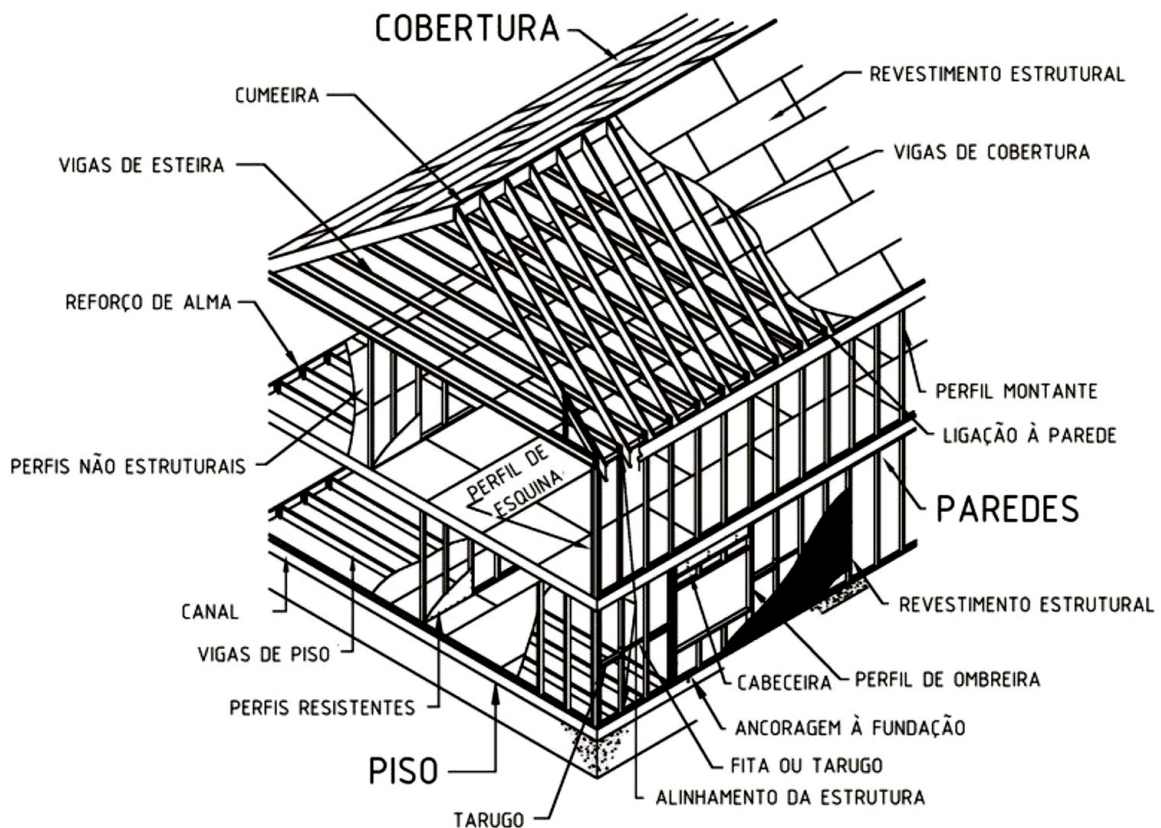


Figura 6– Desenho esquemático de construção em LSF

(Futureng, 2013).

São apresentadas, de seguida, as definições dos principais componentes presentes no sistema, tal como representado esquematicamente na Figura 6 (Futureng, 2013):

- 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 e viga de cobertura.

As paredes são autoportantes, constituídas por perfis metálicos (montantes). Os painéis estruturais distribuem as cargas uniformemente e as carrega para o solo. Podem ser fechados por vários materiais, sendo que utiliza-se normalmente as placas OSB externamente e internamente o gesso acartonado.

Os pisos utilizam os perfis galvanizados dispostos horizontalmente obedecendo à mesma modulação dos montantes, compondo assim as vigas de piso, que apoiadas nos montantes formam uma estrutura alinhada.

As Coberturas também utilizam os perfis galvanizados e variam conforme projeto arquitetônico, podendo ser inclinadas, planas, ou da forma que se desejar. As telhas podem ser cerâmicas, de aço, de cimento, ou as compostas por material asfáltico (Usiminas, 2005)

3.1.2 Diretrizes para o projeto estrutural

3.1.2.1 Perfis

Depois de perfilados, os perfis utilizados nesse sistema recebem nomes dependendo da sua aplicação, como por exemplo, os perfis “U” (ou perfil U simples), conforme a Figura 7 e são utilizados como guias, quando utilizados na horizontal para formar a base e o topo dos painéis de paredes e entrepisos e não devem transmitir nem absorver os esforços, sendo isto feito pelos montantes (Crasto, 2005).

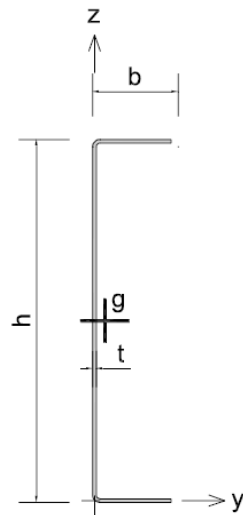


Figura 7– Perfil “U” (U simples) utilizados como guias
(Vila Real et al, 2014).

Os perfis “C” (ou perfil Ue enrijecido) conforme Figura 8, são utilizados como montantes quando aplicados verticalmente nos painéis. Porém, esses perfis também são aplicados como bloqueador, na composição das vergas e vigas (Crasto, 2005).

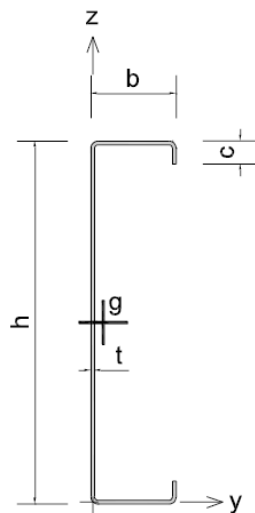


Figura 8– Perfil “C” (Ue enrijecido) utilizados como montantes
(Vila Real et al, 2014).

As propriedades da secção transversal desses perfis são apresentadas na Tabela 1.
Estes perfis são comercializados pela Perfisa,SA.

Perfis	t	b	h	t _{cor}	P	A	Y _g	Z _g	Y _s	Z _s	I _y	W _{pl,y}	W _{el,y}	I _y	A _{vz}	I _z	e _{npl,z}	W _{pl,z}	W _{el,z,min}	I _z	W _{rl,z,min}	I _t	I _w	Y _j	Z _j	desenv.	A _{pintar}
	mm	mm	mm	mm	kg/m	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm	mm ³	mm ⁴	mm ⁶	mm	mm	mm	mm ² /m
U93x1.5A	1.5	43	93	1.46	2.0	253	10.1	45.8	-15.5	45.8	341583	8708	7346	37	138	45662	1.4	2699	1390	13	621	183	6.51E+07	-52.5	0.0	176.1	0.355
U93x2.0A	2.0	43	93	1.96	2.7	336	10.1	45.5	-15.4	45.5	446299	11559	9598	36	186	59607	1.9	3623	1811	13	816	439	8.31E+07	-52.2	0.0	175.1	0.354
U93x2.5A	2.5	43	93	2.46	3.3	418	10.0	45.3	-15.3	45.3	544991	14345	11720	36	235	72722	2.4	4546	2205	13	1004	864	9.91E+07	-51.9	0.0	174.1	0.353
U93x3.0A	3.0	43	93	2.96	3.9	497	10.0	45.0	-15.2	45.0	637803	17065	13716	36	284	85029	2.8	5468	2574	13	1183	1496	1.13E+08	-51.6	0.0	173.1	0.352
U113x1.5A	1.5	43	113	1.46	2.2	283	9.1	55.8	-14.7	55.8	538188	11425	9525	44	167	48432	1.3	2702	1429	13	641	203	1.04E+08	-62.3	0.0	196.1	0.395
U113x2.0A	2.0	43	113	1.96	3.0	376	9.1	55.5	-14.6	55.5	705568	15187	12488	43	225	63309	1.7	3628	1865	13	844	490	1.33E+08	-62.0	0.0	195.1	0.394
U113x2.5A	2.5	43	113	2.46	3.7	467	9.0	55.3	-14.5	55.3	864587	18873	15302	43	284	77348	2.2	4555	2274	13	1037	963	1.60E+08	-61.7	0.0	194.1	0.393
U113x3.0A	3.0	43	113	2.96	4.4	556	8.9	55.0	-14.4	55.0	1015415	22484	17972	43	343	90571	2.6	5481	2658	13	1223	1669	1.83E+08	-61.5	0.0	193.1	0.392
U133x1.5A	1.5	43	133	1.46	2.5	312	8.3	65.8	-13.9	65.8	791465	14433	11902	50	196	50701	1.2	2708	1460	13	659	224	1.53E+08	-74.6	0.0	216.1	0.435
U133x2.0A	2.0	43	133	1.96	3.3	415	8.2	65.5	-13.8	65.5	1040264	19206	15643	50	265	66344	1.6	3638	1907	13	866	540	1.97E+08	-74.3	0.0	215.1	0.434
U133x2.5A	2.5	43	133	2.46	4.1	516	8.1	65.3	-13.7	65.3	1278032	23894	19219	50	333	81143	2.0	4570	2328	13	1065	1062	2.37E+08	-74.1	0.0	214.1	0.433
U133x3.0A	3.0	43	133	2.96	4.9	615	8.1	65.0	-13.6	65.0	1504965	28496	22631	49	403	95120	2.4	5504	2725	12	1256	1842	2.74E+08	-73.8	0.0	213.1	0.432
U153x1.5A	1.5	43	153	1.46	2.7	341	7.6	75.8	-13.2	75.8	1107274	17734	14474	57	226	52593	1.1	2715	1484	12	673	245	2.14E+08	-89.3	0.0	236.1	0.475
U153x2.0A	2.0	43	153	1.96	3.6	454	7.5	75.5	-13.1	75.5	1458264	23618	19062	57	304	68877	1.5	3651	1941	12	886	590	2.76E+08	-89.1	0.0	235.1	0.474
U153x2.5A	2.5	43	153	2.46	4.5	565	7.5	75.3	-13.0	75.3	1795226	29406	23467	56	383	84312	1.9	4590	2372	12	1089	1162	3.33E+08	-88.9	0.0	234.1	0.473
U153x3.0A	3.0	43	153	2.96	5.3	675	7.4	75.0	-13.0	75.0	2118380	35099	27691	56	462	98921	2.3	5532	2778	12	1284	2015	3.85E+08	-88.7	0.0	233.1	0.472
U174x1.5A	1.5	43	174	1.46	2.9	372	7.0	86.3	-12.6	86.3	1512580	21514	17386	64	256	54270	1.1	2723	1505	12	686	267	2.91E+08	-107.4	0.0	257.1	0.517
U174x2.0A	2.0	43	174	1.96	3.9	495	6.9	86.0	-12.5	86.0	1995427	28672	22936	63	345	71121	1.5	3665	1970	12	903	643	3.76E+08	-107.3	0.0	256.1	0.516
U174x2.5A	2.5	43	174	2.46	4.9	617	6.8	85.8	-12.4	85.8	2460747	35723	28284	63	434	87122	1.8	4613	2409	12	1110	1266	4.55E+08	-107.1	0.0	255.1	0.515
U174x3.0A	3.0	43	174	2.96	5.8	737	6.8	85.5	-12.3	85.5	2908791	42669	33434	63	524	102292	2.2	5566	2825	12	1309	2196	5.27E+08	-107.0	0.0	254.1	0.514
U204x1.5A	1.5	43	204	1.46	3.3	415	6.2	101.3	-11.8	101.3	2235802	27473	21920	73	300	56247	1.0	2735	1529	12	702	298	4.24E+08	-137.9	0.0	287.1	0.577
U204x2.0A	2.0	43	204	1.96	4.4	554	6.2	101.0	-11.7	101.0	2955196	36642	28973	73	404	73769	1.4	3688	2003	12	923	718	5.50E+08	-137.9	0.0	286.1	0.576
U204x2.5A	2.5	43	204	2.46	5.5	691	6.1	100.8	-11.6	100.8	3651451	45689	35799	73	508	90438	1.7	4649	2452	11	1136	1415	6.66E+08	-137.9	0.0	285.1	0.575
U204x3.0A	3.0	43	204	2.96	6.5	826	6.1	100.5	-11.5	100.5	4324856	54616	42401	72	613	106273	2.1	5618	2878	11	1339	2456	7.74E+08	-137.8	0.0	284.1	0.574
U255x1.5A	1.5	43	255	1.46	3.9	490	5.3	126.8	-10.6	126.8	3905980	39110	30635	89	375	58814	1.0	2759	1559	11	723	351	7.16E+08	-202.3	0.0	338.1	0.679
U255x2.0A	2.0	43	255	1.96	5.2	654	5.2	126.5	-10.5	126.5	5175189	52215	40590	89	504	77210	1.3	3731	2045	11	951	846	9.31E+08	-202.5	0.0	337.1	0.678
U255x2.5A	2.5	43	255	2.46	6.4	816	5.2	126.3	-10.4	126.3	6410065	65172	50275	89	634	94749	1.6	4716	2506	11	1169	1668	1.13E+09	-202.7	0.0	336.1	0.677
U255x3.0A	3.0	43	255	2.96	7.7	977	5.1	126.0	-10.3	126.0	7610967	77983	59694	88	764	111451	2.0	5715	2944	11	1379	2897	1.32E+09	-203.0	0.0	335.1	0.676

Perfis	t	c	b	h	t _{cor}	P	A	Y _g	Z _g	Y _s	Z _s	I _y	W _{pl,y}	W _{el,y}	I _y	A _{vz}	I _z	e _{npl,z}	W _{pl,z}	W _{el,z,min}	I _z	W _{rl,z,min}	I _t	I _w	Y _j	Z _j	desenv.	A _{pintar}
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm ²	mm ⁴	mm	mm ³	mm ³	mm	mm ³	mm ⁴	mm ⁶	mm	mm	mm	mm ² /m
C90x1.5A	1.5	15	43	90	1.46	2.2	285	14.5	44.3	-21.6	44.3	360728	9779	8016	36	134	75738	5.8	4155	2732	16	1280	208	1.35E+08	-52.4	0.0	200.2	0.403
C90x2.0A	2.0	15	43	90	1.96	3.0	375	14.3	44.0	-21.3	44.0	464702	12914	10327	35	180	96208	5.5	5441	3472	16	1655	497	1.65E+08	-51.9	0.0	198.2	0.400
C90x2.5A	2.5	15	43	90	2.46	3.6	461	14.1	43.8	-20.9	43.8	559147	15942	12425	35	228	114116	5.3	6660	4120	16	2000	973	1.88E+08	-51.5	0.0	196.2	0.397
C90x3.0A	3.0	15	43	90	2.96	4.3	544	13.8	43.5	-20.6	43.5	644333	18864	14319	34	275	129597	5.0	7814	4681	15	2316	1678	2.05E+08	-51.0	0.0	194.2	0.394
C110x1.5A	1.5	15	43	110	1.46	2.5	314	13.2	54.3	-20.5	54.3	577694	12847	10504	43	163	81464	0.8	4250	2805	16	1317	228	2.03E+08	-58.9	0.0	220.2	0.443
C110x2.0A	2.0	15	43	110	1.96	3.3	414	13.0	54.0	-20.1	54.0	747481	16994	13591	42	220	103695	0.5	5559	3573	16	1704	548	2.50E+08	-58.5	0.0	218.2	0.440
C110x2.5A	2.5	15	43	110	2.46	4.0	511	12.8	53.8	-19.8	53.8	903514	21014	16428	42	277	123267	0.3	6797	4250	16	2060	1073	2.87E+08	-58.1	0.0	216.2	0.437
C110x3.0A	3.0	15	43	110	2.96	4.8	603	12.5	53.5	-19.5	53.5	11046130	24907	19021	42	335	140317	0.0	7963	4842	15	2388	1851	3.15E+08	-57.7	0.0	214.2	0.434
C130x1.5A	1.5	15	43	130	1.46	2.7	343	12.1	64.3	-19.5	64.3	857650	16207	13195	50	192	86277	1.4	4370	2862	16	1348	249	2.89E+08	-67.5	0.0	240.2	0.483
C130x2.0A	2.0	15	43	130	1.96	3.6	453	11.9	64.0	-19.1	64.0	1113465	21466	17130	50	259	109995	1.8	5771	3652	16	1744	598	3.59E+08	-67.3	0.0	238.2	0.480
C130x2.5A	2.5	15	43	130	2.46	4.4	560	11.7	63.8	-18.8	63.8	1350614	26577	20779	49	326	130976	2.3	7122	4354	15	2110	1172	4.15E+08	-67.0	0.0	236.2	0.477
C130x3.0A	3.0	15	43	130	2.96	5.2	663	11.5	63.5	-18.5	63.5	1569501	31543	24146	49	394	149361	2.7	8426	4970	15	2447	2024	4.58E+08	-66.7	0.0	234.2	0.474
C150x1.5A	1.5	15	43	150	1.46	2.9	372	11.2	74.3	-18.6	74.3	1206503	19860	16087	57	221	90378	1.3	4374	2908	16	1373	270	3.95E+08	-78.3	0.0	260.2	0.523
C150x2.0A	2.0	15	43	150	1.96	3.9	493	11.0	74.0	-18.3	74.0	1570614	26330	20942	56	298	115369	1.7	5778	3717	15	1778	648	4.92E+08	-78.2	0.0	258.2	0.520
C150x2.5A	2.5	15	43	15																								

As fitas (barras chatas), conforme ilustra a Figura 10, normalmente são utilizados para travamento da estrutura (contraventamento estrutural).

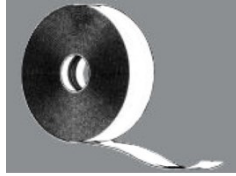


Figura 10– Perfil fita (barra chata).
(Perfisa, 2014).

Além desses perfis, existem outros que são disponibilizados normalmente em países que estão em um patamar tecnológico mais avançado que Portugal, possibilitando uma maior adaptação do sistema construtivo conforme as solicitações de projeto.

3.1.2.2 Guias

As guias (Figura 11) são constituídas por perfis “U” usadas na horizontal para formar a base e o topo dos montantes. São também combinadas ou não com as fitas para o travamento de vigas e montantes, e montagem das vergas. Tanto para as guias das paredes internas quanto para as guias das paredes externas, o dimensionamento é realizado para as solicitações de compressão. Para a ligação de painéis (entre pisos), deve-se considerar para o dimensionamento a seção transversal constituída por dois perfis “U” ligados pela alma. Para a ligação do painel à fundação, deve-se considerar para o dimensionamento a seção transversal constituída por um perfil “U” (Craсто, 2005).

3.1.2.3 Montantes

Os montantes (Figura 11) podem ser simples ou compostos, são constituídos por perfis “C” e devem apresentar espaçamento mínimo entre si de 400mm e máximo de 600 mm, dimensão essa definida pelo cálculo estrutural, e determinante da modulação de toda a estrutura. A modulação interessa para a facilidade de execução e padroniza as vedações e os revestimentos. Os montantes das paredes internas são dimensionados à compressão e à tração atuando isoladamente. Os montantes das paredes externas são dimensionados à flexo-compressão e à flexo-tração, levando em conta a direção e o sentido da ação do vento (Craсто, 2005).

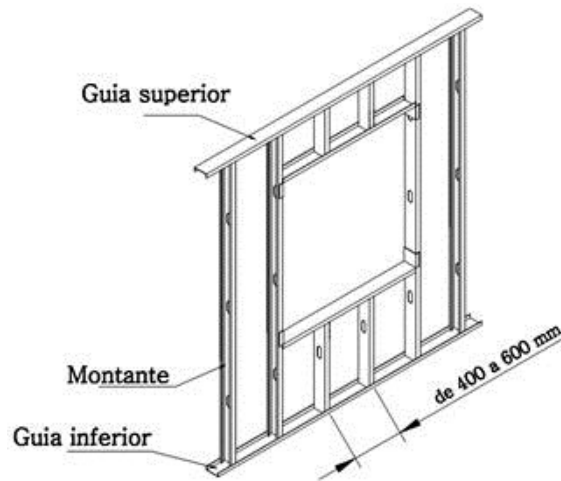


Figura 11–Painel composto por montantes e guias no sistema construtivo LSF (Consulsteel, 2014).

Na análise estrutural, os montantes podem ser considerados como rotulados em suas extremidades, conforme ilustra a Figura 12.

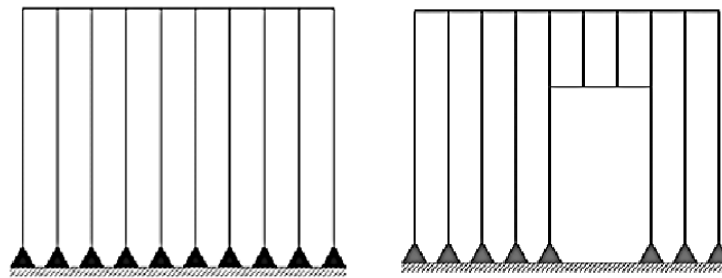


Figura 12– Montantes rotulados em suas extremidades (Rodrigues, 2006)

Para impedir a flambagem lateral com torção, os montantes devem ser travados lateralmente por meio de bloqueadores, fitas metálicas (Figura 13) ou utilizando painéis rígidos de parede.

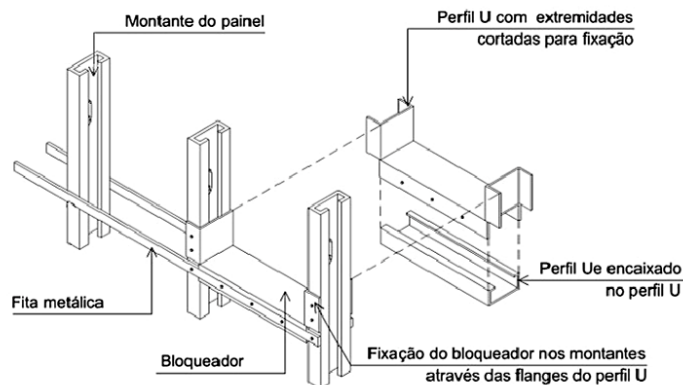


Figura 13– Travamento dos montantes por meio de bloqueadores e fitas de aço galvanizado (Freitas et al., 2006).

O bloqueador deve ter as mesmas características dos montantes do painel. Os bloqueadores devem estar localizados sempre nas extremidades do painel, coincidindo seus flanges com as fitas metálicas onde são ligados por meio de parafusos conforme ilustra a Figura 13 (Freitas et al., 2006).

O bloqueador também pode ser por meio de cartoneiras de forma a possibilitar o parafusamento destes nos montantes.

3.1.2.4 Vigas

As vigas apresentam espaçamento entre si em função dos espaçamentos entre os montantes, conforme ilustra a Figura 14. As vigas de piso são dimensionadas à flexão, ao cortante e à combinação cortante-momento fletor.

Outros esforços solicitantes poderão ser considerados, tais como:

- forças normais de compressão ou de tração devidas à ação do vento;
- forças concentradas nas vigas, etc.

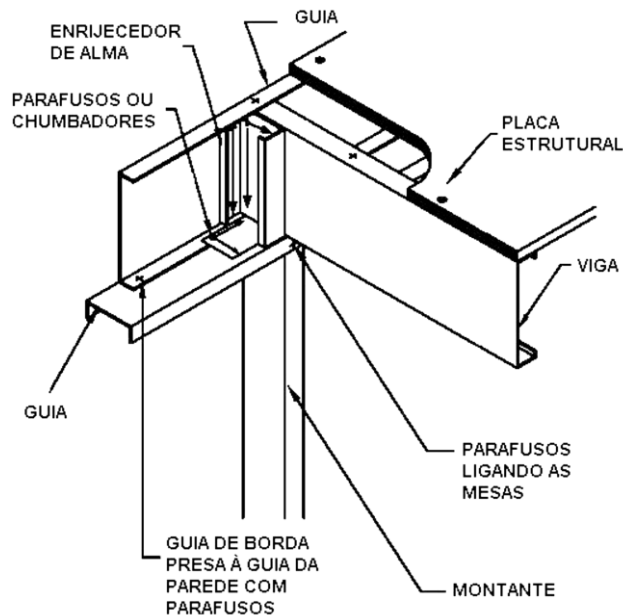


Figura 14– Esquema de vigas de piso
(Freitas et al., 2006).

Para impedir a flambagem lateral com torção, os montantes devem ser travadas lateralmente por meio de bloqueadores com as mesmas características das vigas, colocados em cada terço do vão, conforme ilustra a Figura 15.

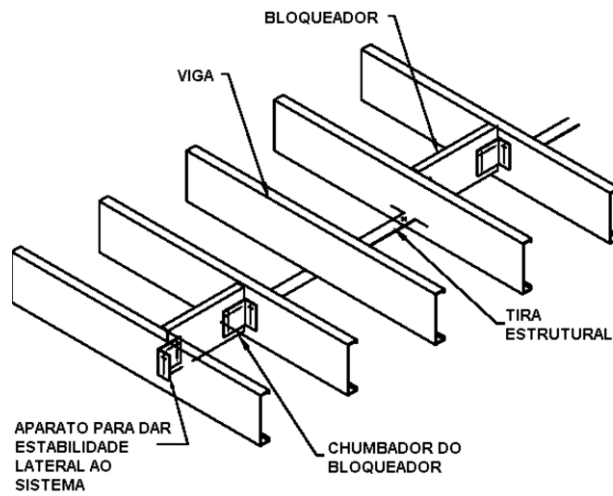


Figura 15– Travamento de vigas por meio de bloqueadores
(Tabelas de Dimensionamento,2000).

3.1.2.5 Contraventamentos

O contraventamento consiste na disposição de fitas metálicas de aço galvanizado na face do painel e pode ser em formato X conforme ilustra a Figura 16.

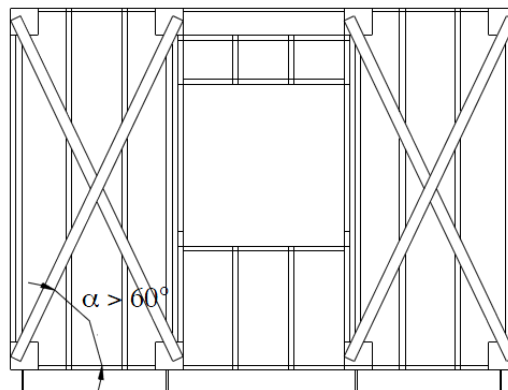


Figura 16– Exemplo de contraventamento em formato X
(Rodrigues, 2006)

Quando um painel de parede, como ilustra a Figura 17, é sujeito a uma força horizontal, 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. Visto que a carga W pode atuar no sentido oposto, é necessário colocar outra diagonal, formando, assim, a forma de um “X” (Crasto, 2005).

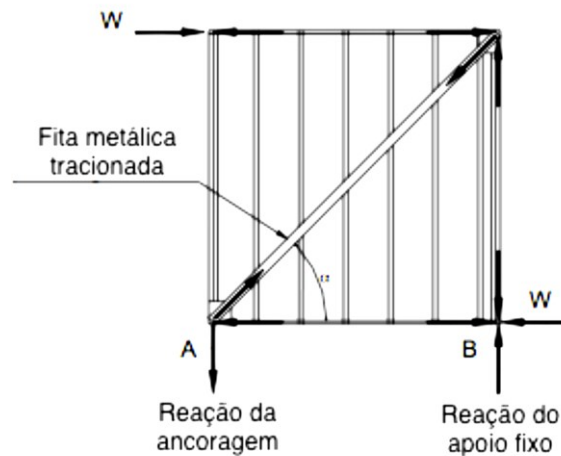


Figura 17– Resultante das forças com contraventamento com fita metálica (Crasto, 2005).

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, 2014).

No formato X as diagonais são solicitadas ora a tração e ora a compressão, conforme a ação do vento (ver Figura 18).

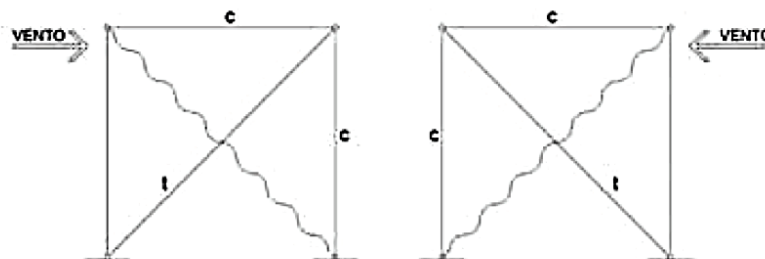


Figura 18– Solicitação das diagonais de contraventamento (Dias, 1997).

A fixação da diagonal ao painel é feita por uma placa de aço galvanizado, que é aparafusada em montantes duplos, e, em coincidência com estes deverá estar a ancoragem do painel a fim de absorver os esforços transmitidos pelo contraventamento (Manual do aço, 2006). Ver (Figura 19).

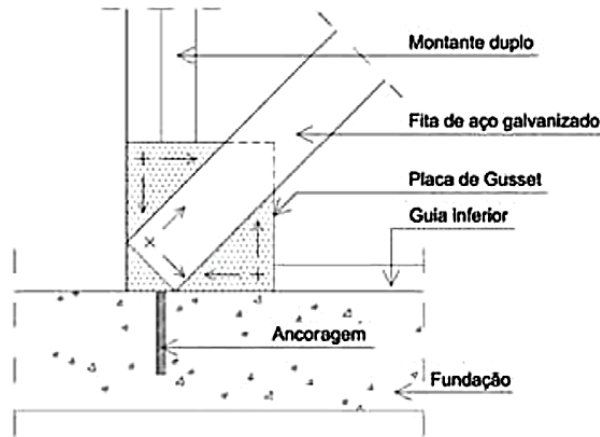


Figura 19– Fixação das diagonais nos painéis
(Manual do aço – Steel Framing).

Nos painéis superiores o contraventamento também é feito nos montantes que recebem a diagonal e os esforços são transmitidos para o painel imediatamente abaixo que também deve estar devidamente contraventado (ver Figura 20).

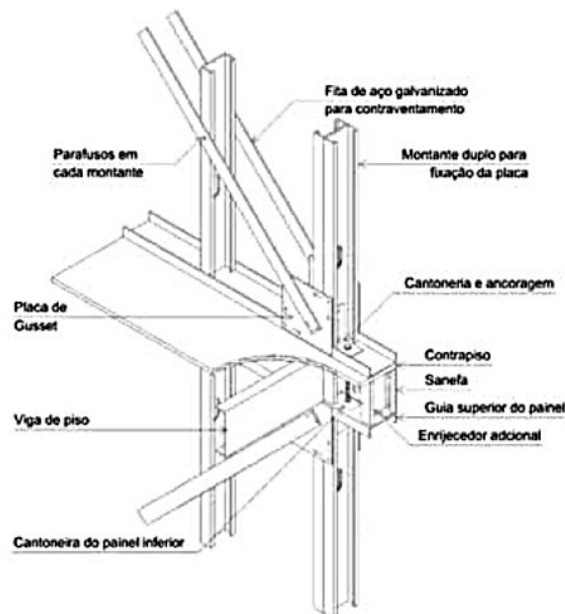


Figura 20– Contraventamento do painel superior e inferior.
(Freitas et al., 2006).

Para se evitar o efeito de rotação que pode ocorrer nos montantes duplos onde estão fixadas as diagonais, deve se prever a colocação do contraventamento nas duas faces painel (Freitas et al., 2006).

Quando o uso do contraventamento em “X” não é o mais apropriado, devido ao projeto arquitetônico prever muitas aberturas em uma fachada uma alternativa é o contraventamento em “V”. Às vezes, é necessário se adotar um ângulo de inclinação grande da diagonal a fim de permitir a colocação de uma abertura no painel (Figura 21). Apesar do uso da estrutura de piso atuando como diafragma rígido, possibilitar que os contraventamentos sejam necessários em apenas alguns painéis, a interação entre os projetos de arquitetura e engenharia é imprescindível, para que o calculista possa orientar sobre a melhor distribuição de painéis contraventados (Freitas et al., 2006).

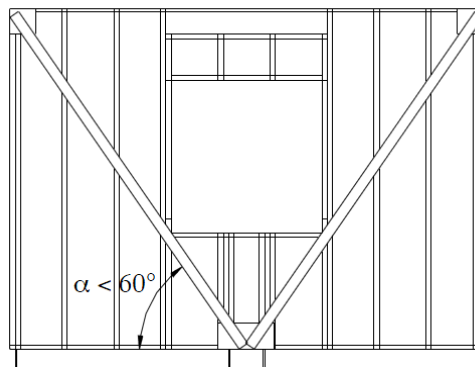


Figura 21– Exemplo de contraventamento em formato V
(Rodrigues, 2006)

3.1.2.6 Cabeceiras (ou Vergas)

As vergas podem ser constituídas conforme mostra a Figura 22 (verga de secção caixa ou verga de secção I ligado por dois perfis C pela alma através de parafusos auto-perfurantes espaçados a cada 60 cm, com o mínimo de 2 auto-perfurantes por seção).

As vergas são dimensionadas à flexão; ao cortante; ao enrugamento da alma; à combinação cortante-momento fletor e ao enrugamento da alma-momento fletor.

A resistência à flexão de uma verga de secção caixa pode ser ligeiramente maior que a resistência de uma verga de secção I (back-to-back), quando ambas são compostas com os mesmos perfis “C”. Assim, para o cálculo estrutural, é indiferente o uso de verga com um ou outro tipo de secção transversal. (Rodrigues, 2006)

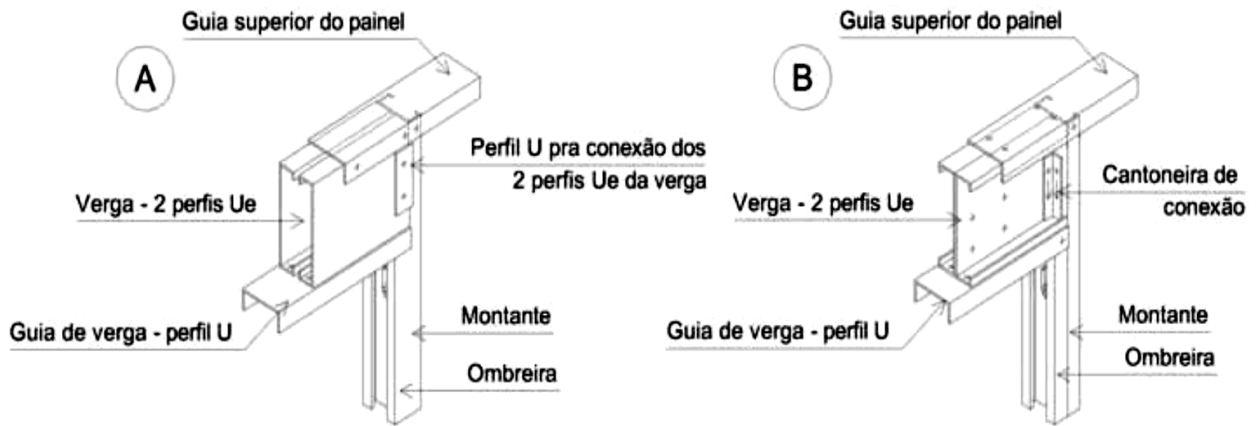


Figura 22– Tipos de Vergas
 (a) Verga de secção caixa (b) Verga de secção I
 (Rodrigues, 2006).

Há necessidade de executar elementos como vergas e reforços estruturais a fim de redistribuir os carregamentos dos montantes interrompidos, quando se precisa realizar uma abertura no painel para portas e janelas, conforme a Figura 23 e a Figura 24.

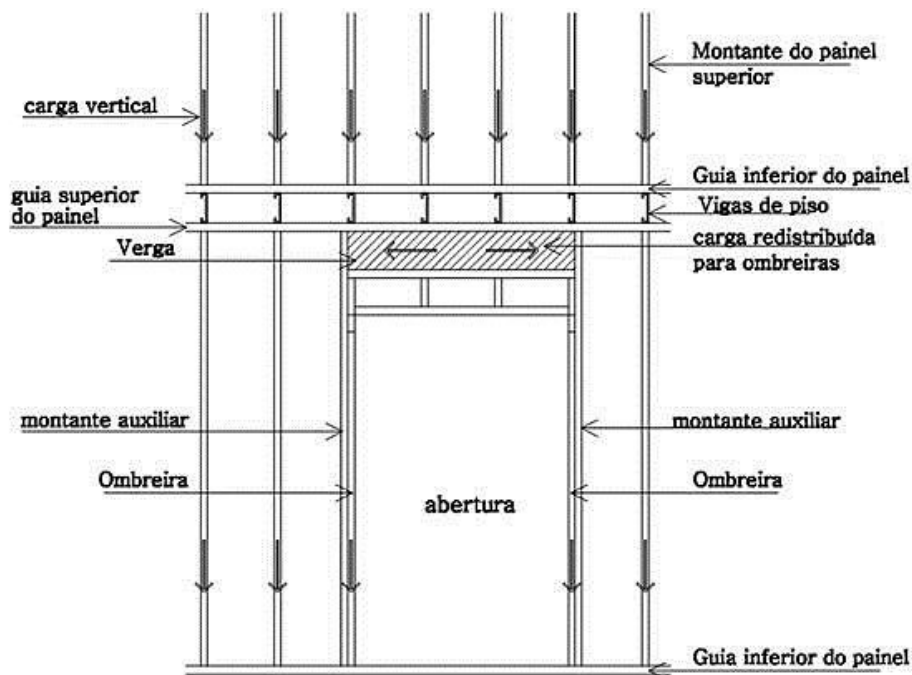


Figura 23- Painel estrutural com vergas e reforços estruturais para aberturas
 (Craсто, 2005)

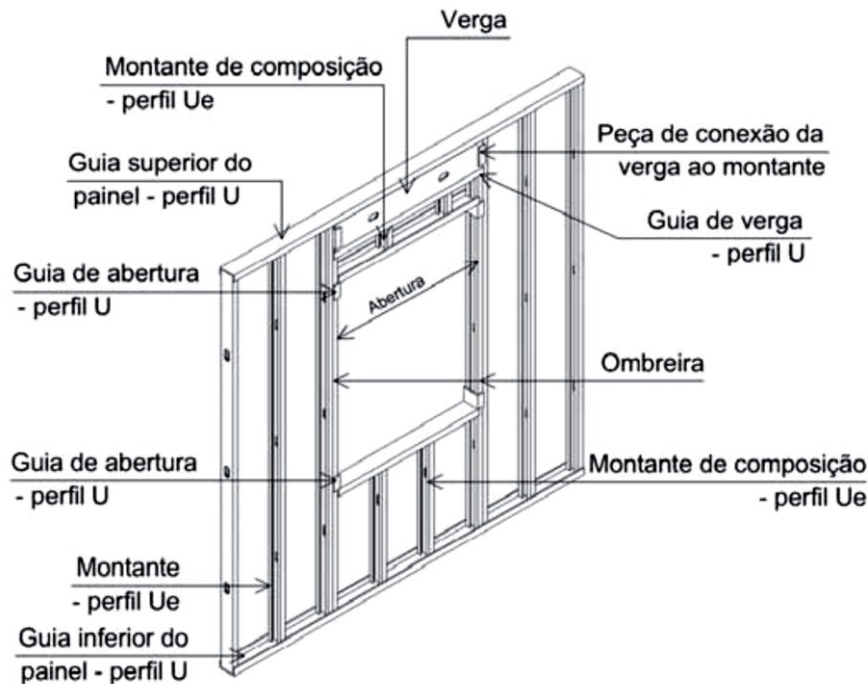


Figura 24– Verga sobre o vão de abertura
(Freitas et al., 2006).

3.1.2.7 Paredes (ou diafragmas rígidos verticais)

Os montantes apresentam melhor desempenho quando suportam cargas verticais, uma vez que as cargas horizontais, como o vento, podem causar deformações nos perfis e até mesmo levá-los ao colapso, isto porque o montante irá flambar por flexo-torção devido a sua excentricidade, porque o centro de gravidade da secção não coincide com o centro de torção da mesma. Para solucionar esse problema usa-se ligações rígidas ou elementos capazes de transferir esses esforços diretamente para a fundação, como por exemplo os contraventamentos.

As placas OSB podem desempenhar a função de diafragma rígido vertical e horizontal em edifícios de pequena altura (Rodrigues, 2006).

A Figura 25 ilustra cinco configurações de painéis rígidos: (Tian et al., 2004)

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

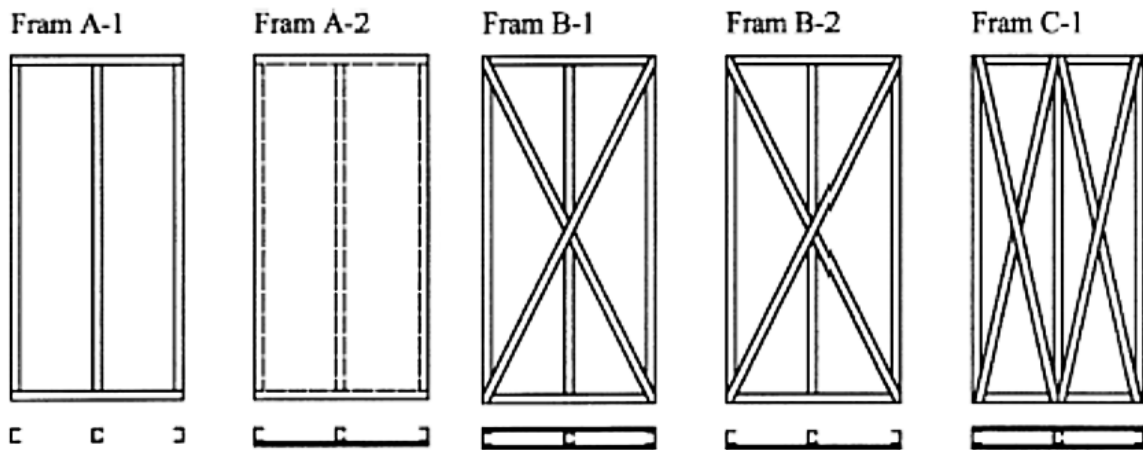


Figura 25– Configuração de 5 tipo de painéis rígidos
(Tian et al., 2004).

Para que as placas de OSB funcionem adequadamente como painel rígido é necessário tomar alguns cuidados:

- O encontro dos painéis não deve coincidir com o encontro das placas (Figura 26);
- No encontro de 4 placas, as juntas verticais devem estar desencontradas;
- As placas devem ser cortadas em C a fim de evitar união consecutiva de placas com os vértices da abertura (Figura 27);
- Os parafusos de fixação das placas devem estar espaçados entre si no máximo 150mm em todo o perímetro da placa, e 300mm nos montantes intermediários estejam estes separados de 400mm ou 600mm (Grubb et al., 1997).

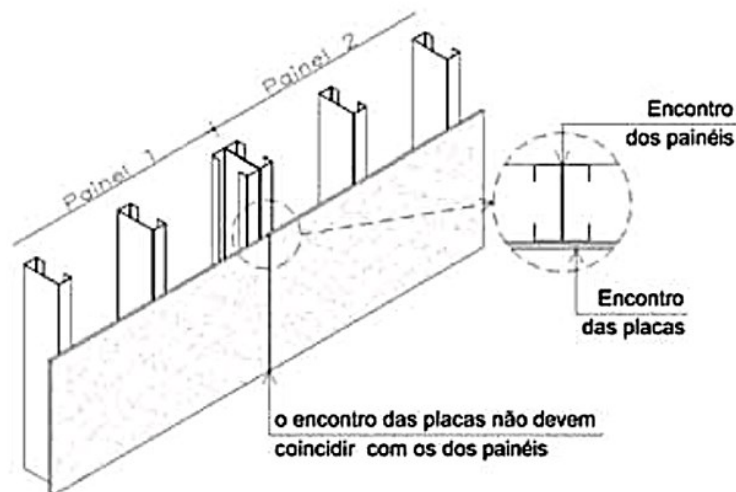


Figura 26 – Encontro dos painéis
(Freitas et al., 2006).

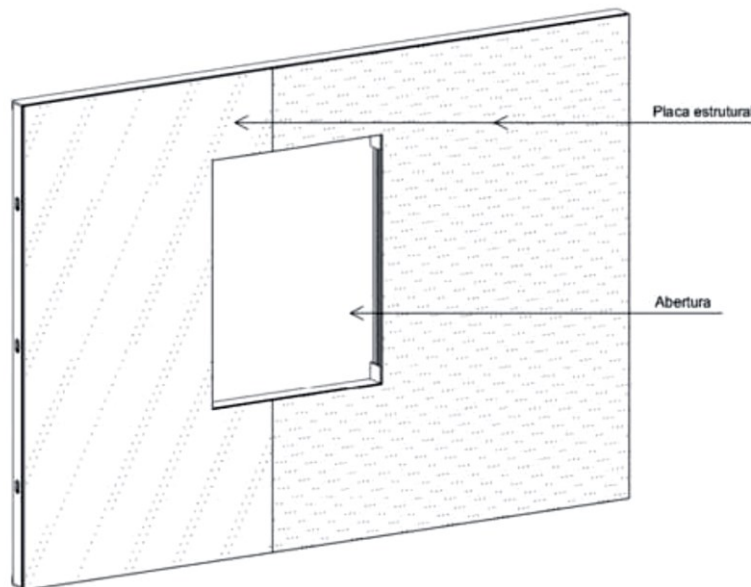


Figura 27– Encontro dos painéis com placas cortadas em C
(Freitas et al., 2006).

O diafragma rígido é uma estrutura capaz de aumentar a resistência do painel, pois absorve o esforço horizontal e transfere para a fundação. O desempenho estrutural do diafragma depende diretamente de vários fatores (Pereira Junior, 2004):

- Configuração dos painéis (quantidade e tamanho das aberturas, altura e largura do painel);
- Capacidade resistente dos montantes que formam o painel;
- Tipo, quantidade e separação dos parafusos de fixação da placa à estrutura;
- Resistência e espessura da placa utilizada.

Quanto ao tamanho: (Metálica, 2014)

Como as placas de OSB e o gesso cartonado são fabricadas com 1,20 m de comprimento, foi definido que os painéis seriam formados com montantes distantes, no máximo, 60 cm um do outro. Suas medidas seriam múltiplas de 20 cm, fazendo com que houvesse grande flexibilidade no projeto, isto é, as dimensões a serem utilizadas não se diferenciariam de mais de 20 cm. Foram definidos, então, os seguintes tamanhos de painéis: 1,00 m; 1,20 m; 1,40 m; 1,60 m; 1,80 m; 2,00 m. Para compor paredes com medidas superiores a 2,00 m, serão utilizados dois ou mais painéis. A altura dos painéis foi definida igual 2,65 m, de modo a poder receber vigas sem que o pé-direito seja excessivo.

Quanto ao tipo do painel e encontro de painéis: (Metálica, 2014)

Em função das possibilidades de conexão entre si, os painéis podem ser dos tipos:

“SS”, com perfis simples nas extremidades; (ver Figura 28)

“SD”, com perfil simples numa extremidade e duplo na outra; (ver Figura 29)

“DD”, com perfis duplos nas duas extremidades. (ver Figura 30)

As figuras abaixo esclarecem a função de cada tipo de painel, mostrando as conexões em que podem ser utilizados (Metálica, 2014).

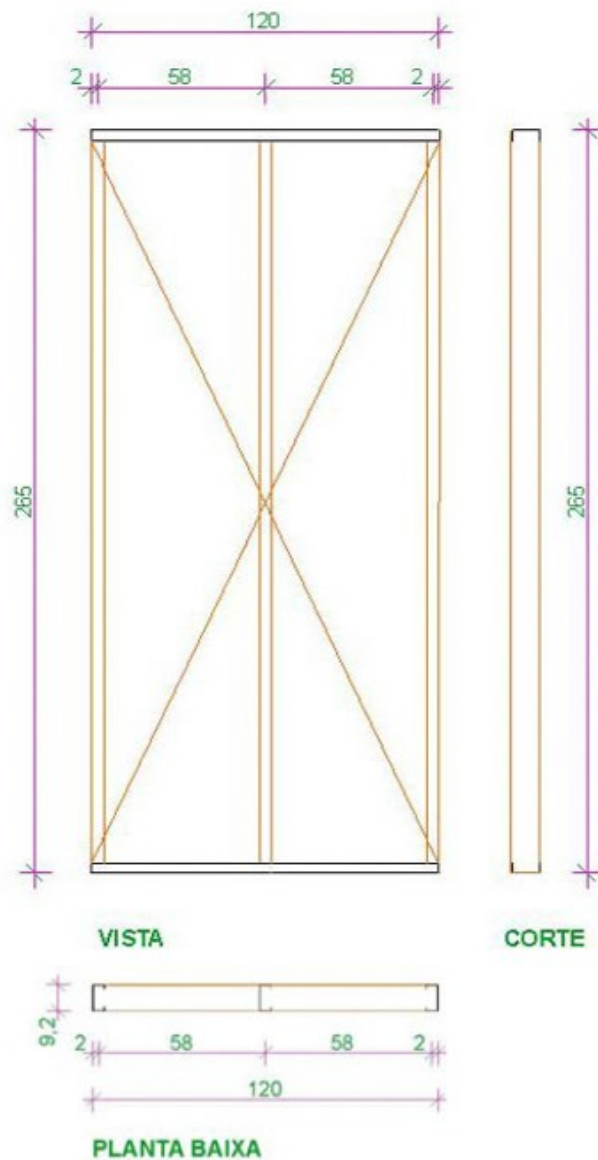


Figura 28–Painel do tipo SS
(Metálica, 2014).

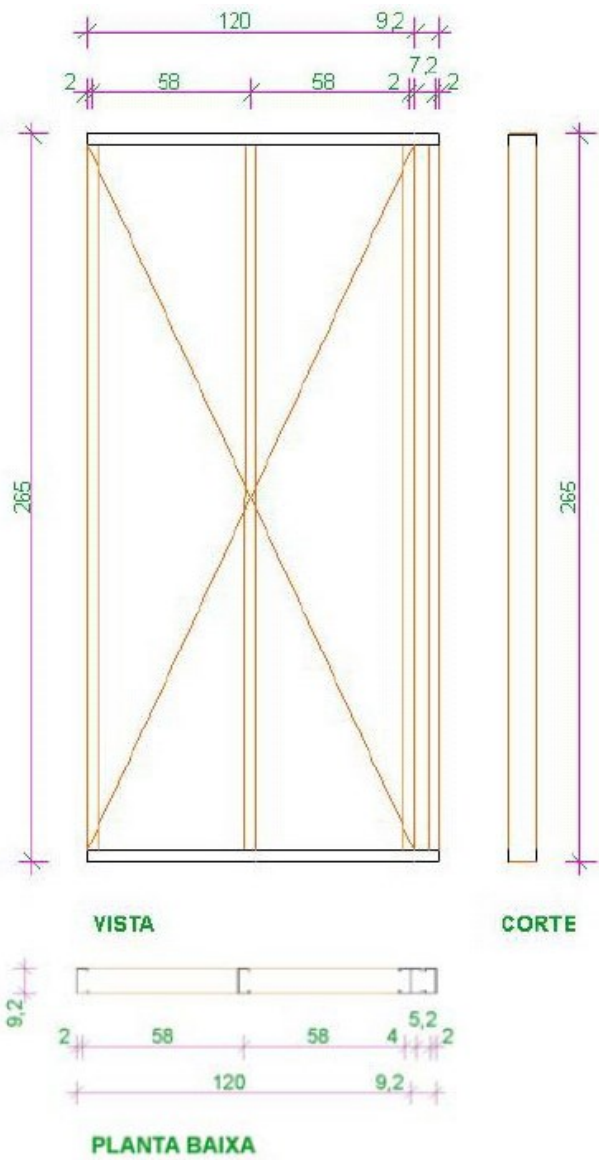


Figura 29– Painel do tipo SD
(Metálica, 2014).

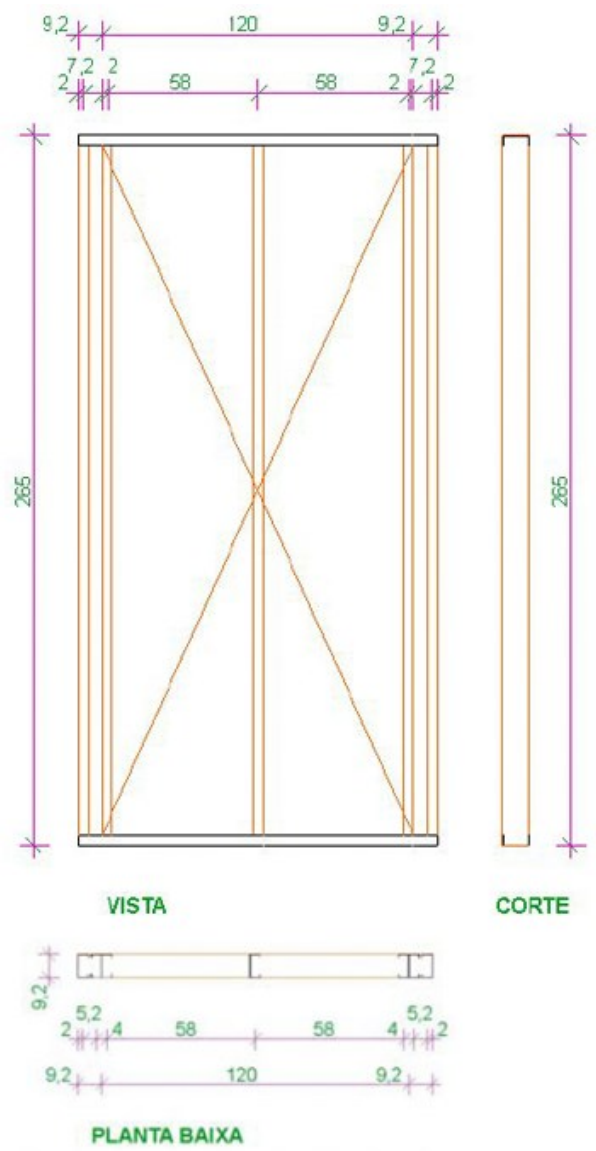


Figura 30– Painel do tipo DD
(Metálica, 2014).

Para permitir uma variedade de encaixes e usos para os painéis ilustrados acima, foram criadas as seguintes encontros de painéis:

Encontro 1: Trata-se do encaixe entre dois painéis, uma simples e uma dupla como ilustra a Figura 31. É utilizada em “quinas” e pode ocorrer entre os dois tipos de painéis SS e SD.

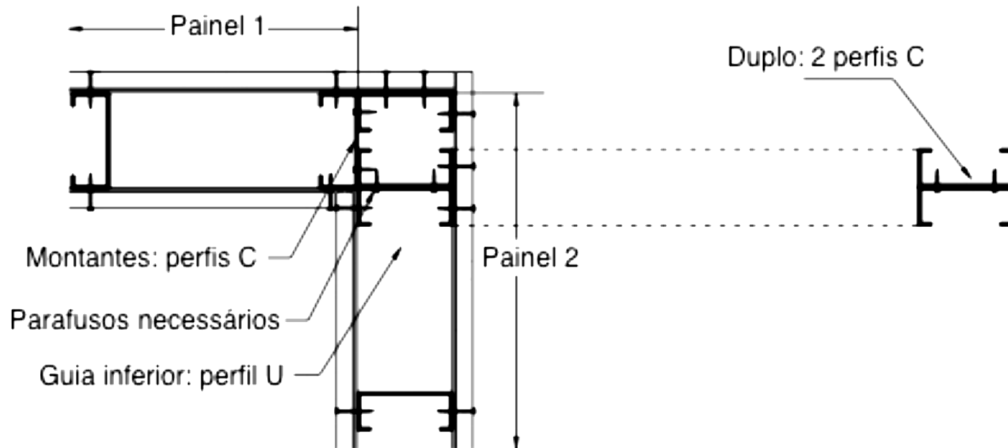


Figura 31– Pormenorização do encontro de dois painéis (SS com SD)

(Adaptado de Crasto, 2005).

Encontro 2: Trata-se do encaixe entre dois painéis, como ilustra a Figura 32. Este encontro será amplamente usada quando houver o encontro perpendicular entre duas paredes, sem que elas formem uma “quina” como no caso anterior. Esta conexão acontecerá entre dois painéis SS ou SD e um painel SD ou DD.

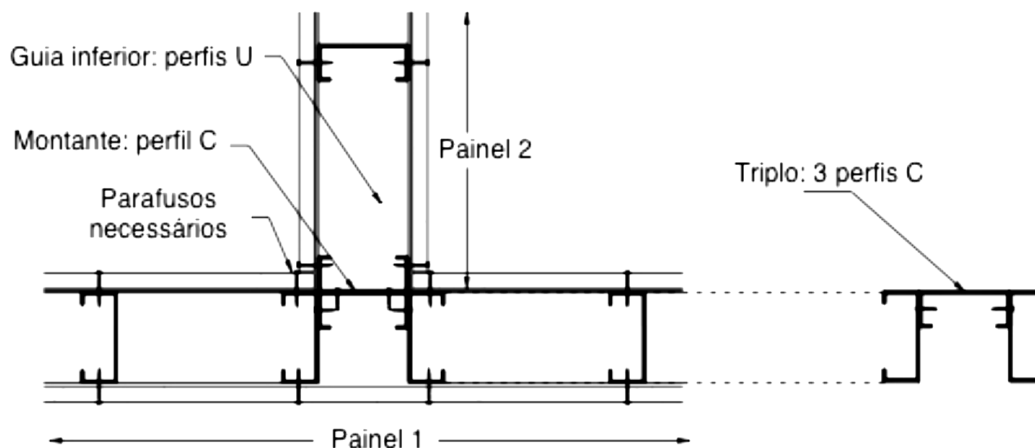


Figura 32– Pormenorização do encontro de dois painéis (2xSS com SD)

(Adaptado de Crasto, 2005).

Encontro 3: Trata-se do encaixe em cruz entre três painéis como ilustra Figura 33. Esta conexão acontecerá entre dois painéis SS ou SD, um painel SD ou DD e outro painel SD ou DD.

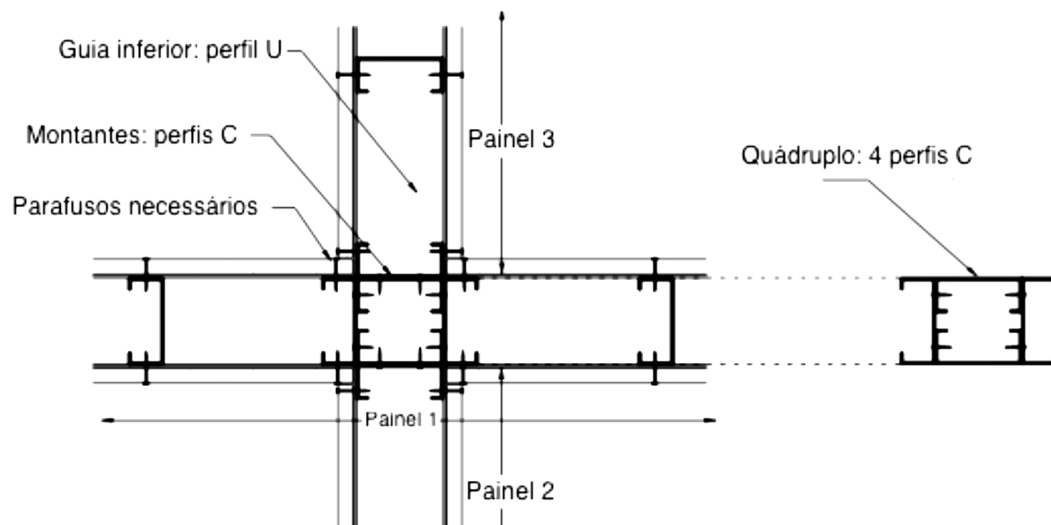


Figura 33– Pormenorização do encontro de três painéis
(Adaptado de Crasto, 2005).

Quanto ao Dimensionamento: (EN1995-1-1)

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 34.

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 podem ser obtidos através do processo inverso ao utilizado para a determinação da diagonal equivalente.

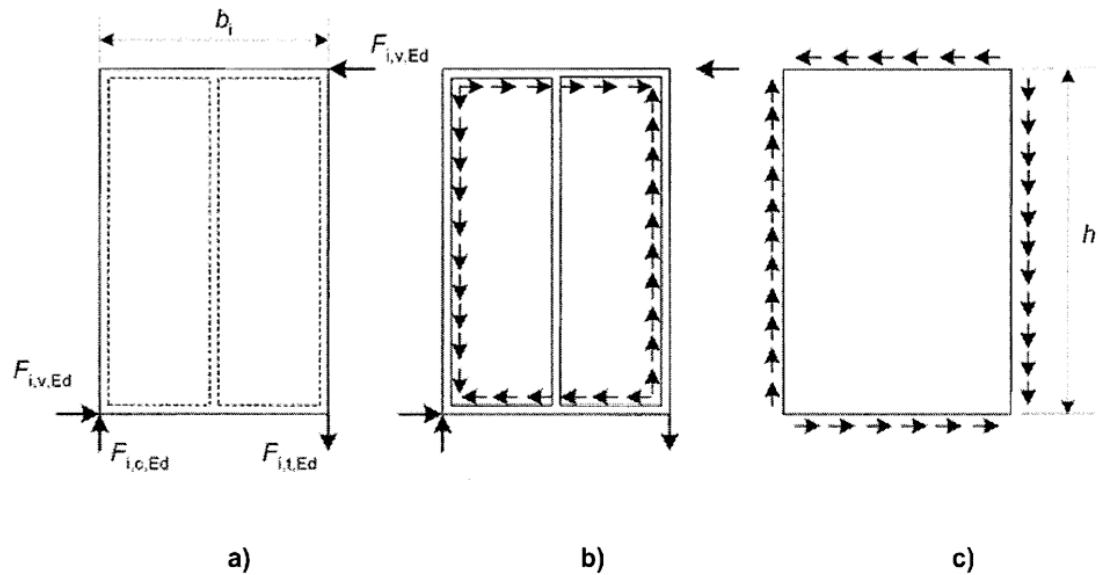


Figura 34—Distribuição e equilíbrio plástico das forças
a) na parede diafragma b) nos perfis metálicos c) no painel de OSB
(EN1995-1-1).

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 35, e que esteve na base da determinação dos 3 tipos de painéis estudados.

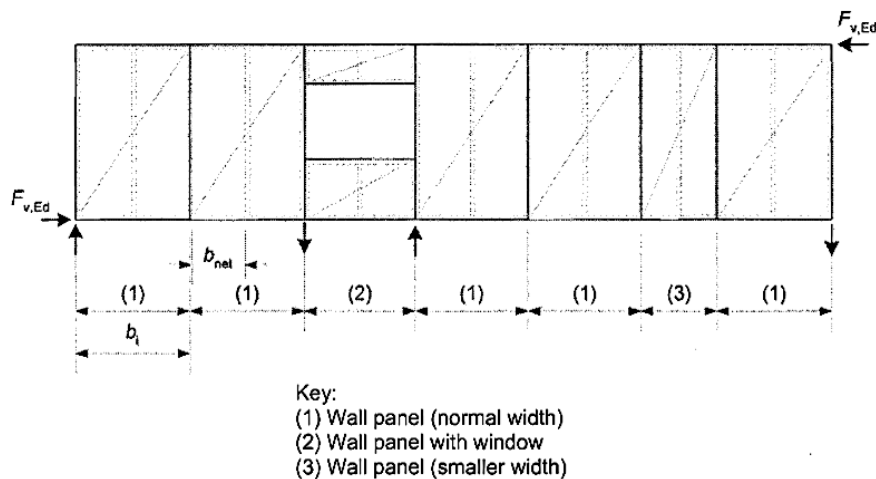


Figura 35— Equilíbrio global das forças para painéis de diafragma interrompidos por aberturas
(EN1995-1-1).

3.1.2.8 Lajes (ou diafragmas rígidos horizontais)

As estruturas horizontais utilizam o mesmo conceito da estrutura vertical, ou seja, separação equidistante dos elementos estruturais ou modulação determinada pelas cargas a que cada perfil está submetida. Desta forma, as vigas da laje servem como apoio para o contrapiso. As vigas são perfis de seções “C” com seções semelhantes às dos montantes, conforme Figura 36 (Craсто, 2005).

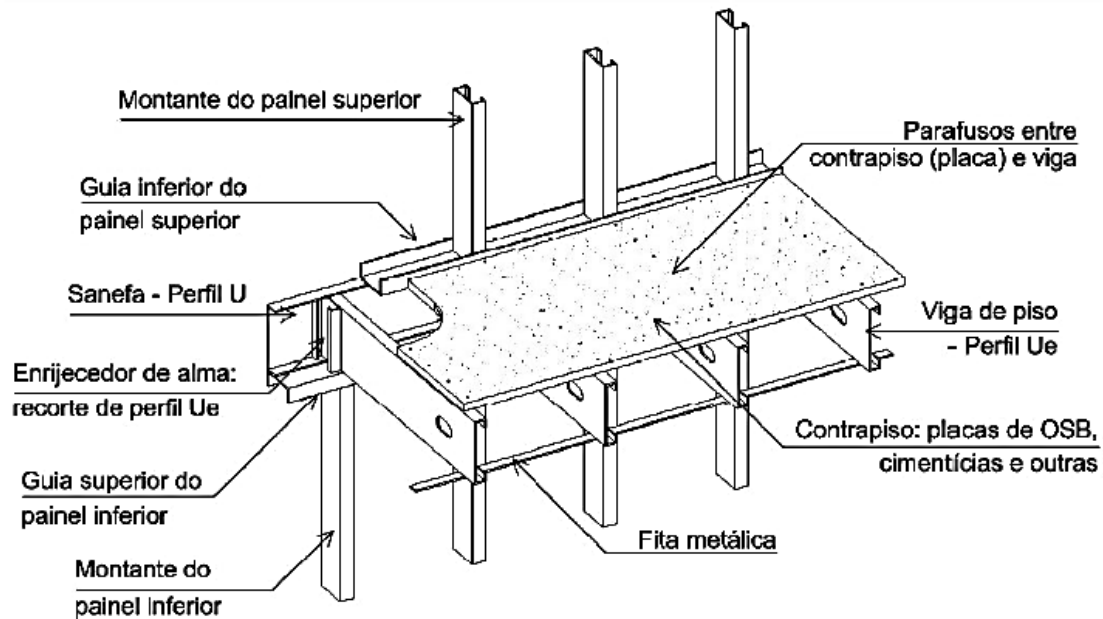


Figura 36– Vigas de piso no sistema LSF
(Adaptado de Consulsteel, 2014).

Nessa Figura percebe-se o alinhamento dos montantes do pavimento superior e inferior juntamente com o das vigas da laje, utilizando o mesmo alinhamento.

Quanto à importância das vigas de piso, são os principais componentes, possuindo a função de suportar as cargas de piso e transmiti-las aos painéis estruturais das paredes.

Contudo, outros elementos são fundamentais para constituição de uma laje. Esses elementos podem ser percebidos na Figura 37, com o desenho esquemático de uma laje com vista em planta (Craсто, 2005):

- *Guia*: perfil “U” que fixa as extremidades das vigas dando forma à estrutura;
- *Enrijecedor de alma*: Recorte de perfil “C”, geralmente montante, que fixado através de sua alma à alma da viga no apoio da mesma, aumenta a resistência no local evitando o esmagamento da alma da viga;
- *Viga caixa de borda*: formada pela união de perfis “U” e “C” encaixados, possibilita a borda da laje paralela as vigas, principalmente quando ocorre de servir de apoio a um painel;
- *Viga composta*: combinação de perfis “U” e C” a fim de aumentar a resistência da viga.

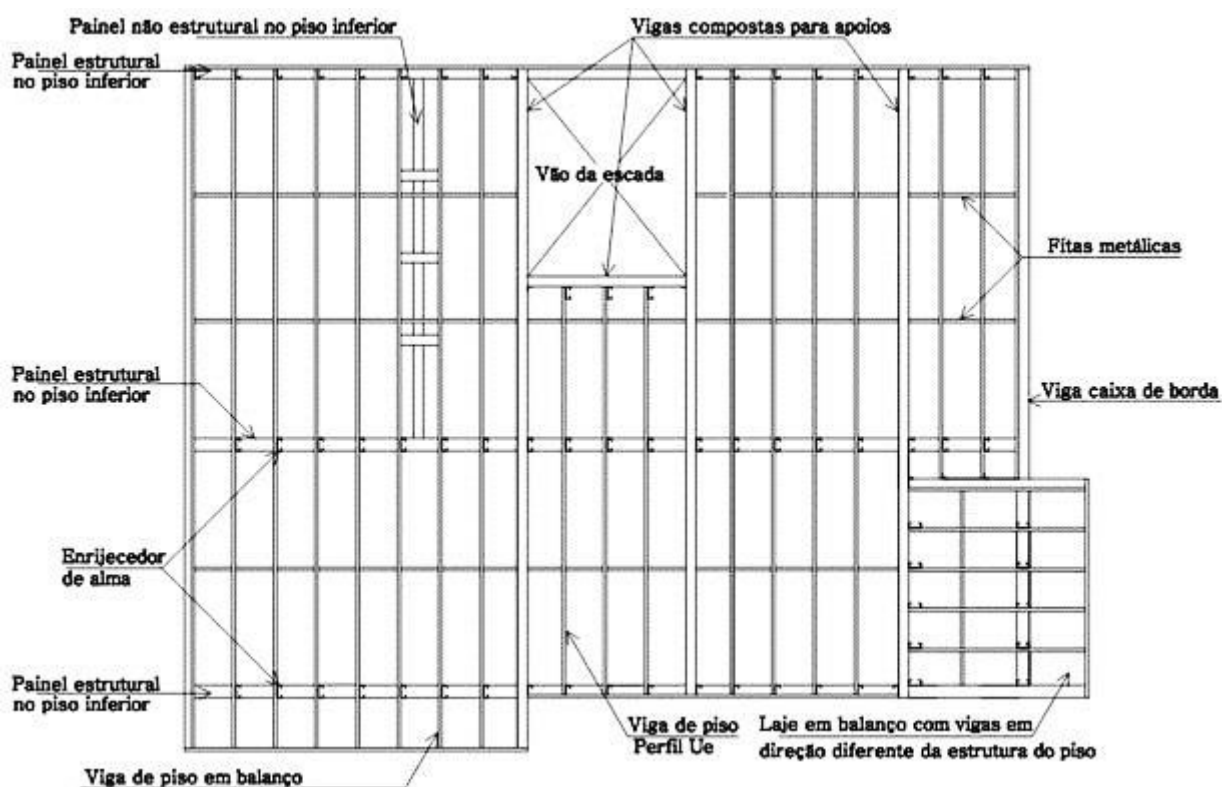


Figura 37– Esquema de laje no sistema LSF

(Adaptado de Crasto, 2005).

Com intuito de evitar flambagem lateral com torção, deslocamentos e vibrações das vigas do piso é realizado travamento com um enrijecedor de alma executado através de bloqueadores em perfis “C” e fitas de aço galvanizado, apresentados na Figura 37.

A laje tipo seca, conforme demonstrado esquematicamente na Figura 38, utiliza placas rígidas, geralmente OSB, cimentícias ou painéis compostos (Cimentícia e OSB ou Cimentícia e EPS) como contrapiso. O conjunto forma um diafragma rígido horizontal, fazendo com que todo o painel de vigas tenha apenas movimento de corpo rígido no plano horizontal.

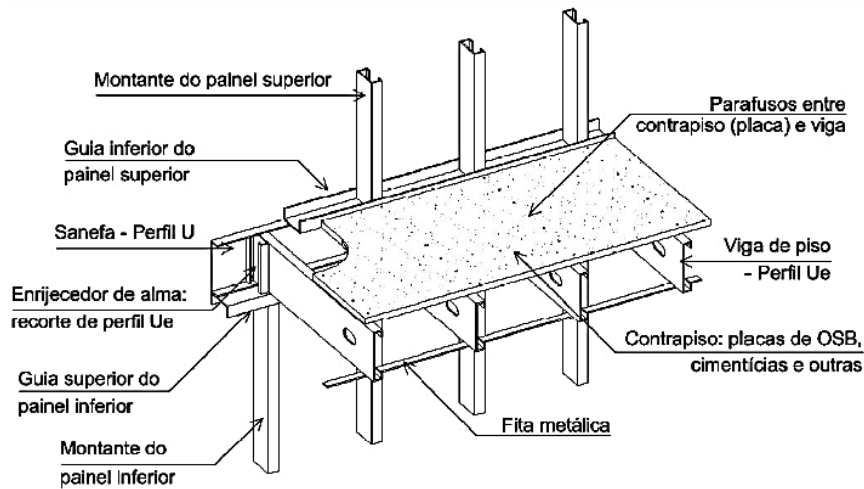


Figura 38– Laje seca no sistema LSF
(Adaptado de Crasto, 2005).

A laje “húmida” é, normalmente, executada a partir de formas de chapa de aço ondulada ou trapezoidal que são parafusadas às vigas; aplica-se uma camada de painel de lã de vidro compactada e manta de polietileno, então se coloca uma armadura e preenche a laje com betão, conforme desenho esquemático da Figura 39. Este conjunto também forma um diafragma rígido horizontal, fazendo com que todo o painel de vigas tenha apenas movimento de corpo rígido no plano horizontal.

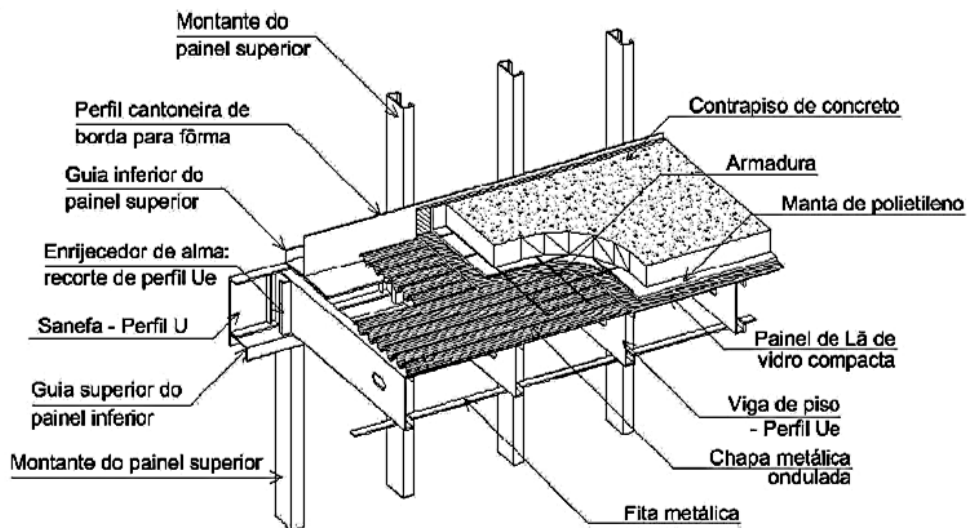


Figura 39– Laje húmida no sistema LSF
(Adaptado de Crasto, 2005).

O contrapiso de betão serve como base para a colocação do acabamento de piso que pode ser o mesmo utilizado na alvenaria convencional e a armadura é utilizada para evitar fissuras no concreto (Crasto, 2005), conforme Figura 39.

3.1.2.9 Coberturas

A cobertura das edificações no sistema construtivo em LSF pode ser realizada conforme os mais variados projetos, semelhante ao que acontece nas construções convencionais.

No Manual de Arquitetura do CBCA são apresentados os principais conceitos quanto às coberturas para o LSF. São apresentados detalhes de montagem e diversos conceitos relativos às soluções estruturais adotadas.

A Figura 40 apresenta uma cobertura plana em LSF. A Figura 41 apresenta os detalhes de uma cobertura inclinada composto com vigas inclinadas e a Figura 42 apresenta um esquema global de uma cobertura estruturada com treliças.



Figura 40– Cobertura plana
(Freitas et al., 2006)



Figura 41– Cobertura inclinada com vigas inclinadas
(Freitas et al., 2006).



Figura 42– Cobertura inclinada com treliças
(Freitas et al., 2006).

A escolha de uma dessas soluções estruturais depende de diversos fatores, entre eles a dimensão do vão a cobrir, carregamentos, questões econômicas, exigências da arquitetura, etc.

Quanto aos telhados inclinados, segundo Crasto (2005), além de proteger a edificação, contribuem no conforto térmico funcionando como regulador, pois, a camada de ar entre a cobertura e o forro constitui um isolante térmico e desta forma, este tipo de telhado é, normalmente, mais eficiente

É importante respeitar o conceito da estrutura alinhada, ou seja, os perfis que formam a estrutura da cobertura devem estar alinhados com os montantes dos painéis estruturais. A maioria dos elementos estruturais é fabricada com perfis em “C”. Os perfis em “U” são empregados como guias.

Para o dimensionamento das coberturas planas e inclinadas com vigas aplicam-se painéis rígidos (diafragmas rígidos) como foi utilizado no dimensionamento das paredes e das lajes. Para o dimensionamento das coberturas em treliça, devem ser dimensionadas à compressão e à tração atuando isoladamente. Se ficar caracterizado que a ligação entre os perfis pode ser classificada como rígida, recomenda-se que os perfis sejam dimensionados à flexo-compressão ou à flexo-tração (Rodrigues, 2006).

Para obter um painel rígido é necessário que seja realizado uma camada de substrato com placas OSB sobre o banzo superior das treliças, conforme desenho esquemático da Figura 43.

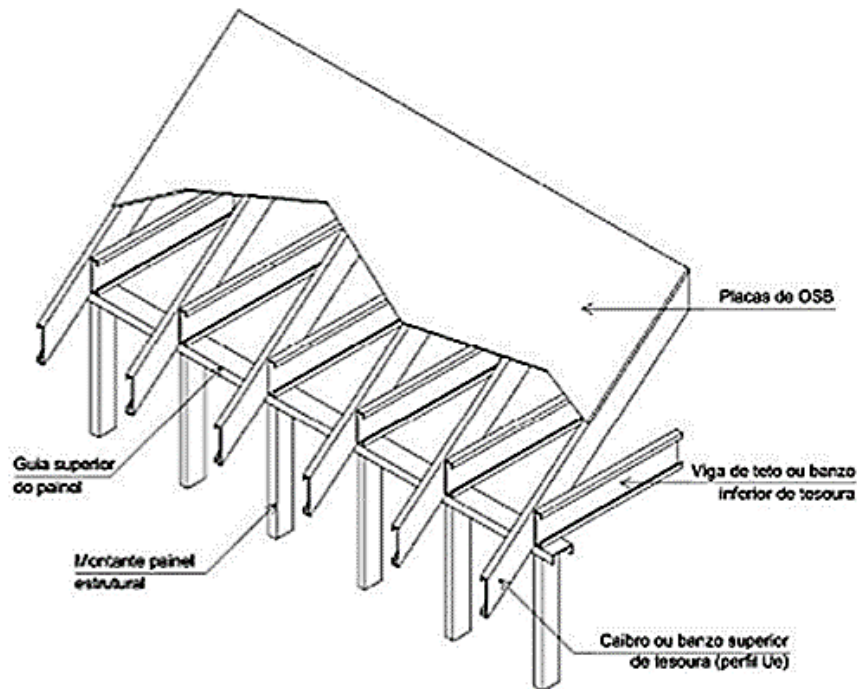


Figura 43– Estrutura do telhado com placas OSB
(Crasto, 2005).

3.1.2.10 Ligações

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 conforme Tabela 2.

Bitola (#)	Diâmetro (mm)	Comprimento	
		(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

Tabela 2– Diâmetros e comprimentos 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 3, as características recomendadas para cada tipo de aplicação.

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

¹Dependendo da espessura do perfil ao qual vai ser fixado

Tabela 3– Características dos parafusos recomendadas em função da aplicação (Rodrigues, 2006).

O comprimento dos parafusos é medido entre a ponta e a interface entre a cabeça do parafuso e o material aparafusado, i.e. corresponde ao comprimento total no caso de cabeças de embeber, e apenas o comprimento da rosca no caso de cabeças salientes, conforme a Figura 44 (Silvestre et al., 2013).

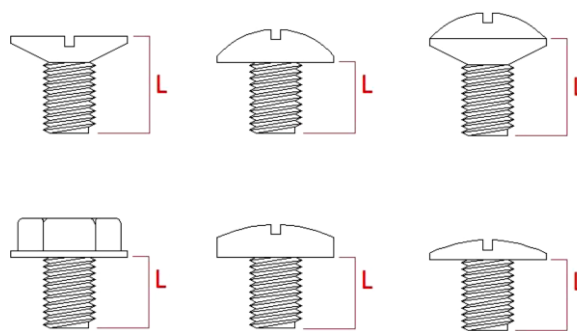


Figura 44– Comprimento de vários tipos de parafuso. (Silvestre et al.,2013).

Se a construção for exclusivamente em aço leve, usam-se apenas parafusos com rosca grossa, que corresponde ao caso de todos os auto-roscentes e auto-perfurantes. No caso especial das ligações a peças de betão e perfis pesados (IPE, HEB e outros) é mais apropriado usar parafusos com porca, pelo que a rosca será fina.

A observação da Figura 45 permite notar que deverão existir algumas roscas expostas do lado oposto à cabeça, no mínimo 3 roscas expostas quando se usam os parafusos auto-roscantes. O seu aparafusamento não pode deixar qualquer separação permanente entre os materiais aparafusados nem “moer” a rosca criada, pelo que é necessário um bom ajuste da embraiagem da aparafusadora. Dada a quantidade de parafusos, a utilização de chave dinamométrica está excluída (Silvestre et al., 2013)

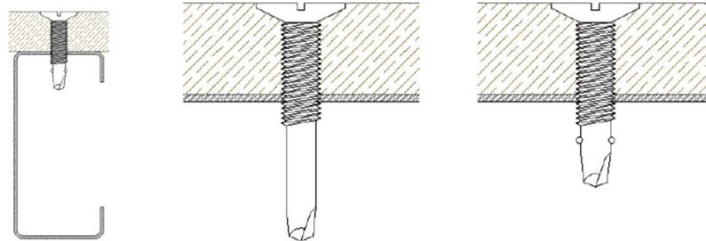


Figura 45– Aderência dos parafusos auto-roscantes
(Silvestre et al, 2013).

A maior parte dos parafusos usados em são “Phillips” (ver Figura 46 e Figura 47). No entanto, em obra é bastante mais comum utilizarem-se parafusos de cabeça hexagonal, pois o encaixe na ponteira da aparafusadora é muito mais estável que os de cabeça Phillips.

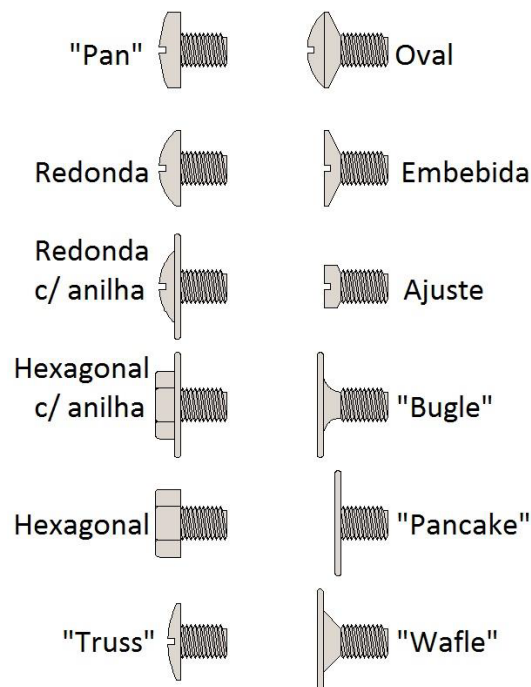


Figura 46– Cabeças dos parafusos.
(Silvestre et al, 2013).



Figura 47– Entalhes dos parafusos
(Silvestre et al, 2013).

Nas ligações entre perfis metálicos deverá ser mantida uma distância mínima entre eixos de quaisquer dois parafusos igual a 13 mm, bem como ao limite da chapa desse perfil, medida sobre a zona plana da chapa (ignorando a zona dos cantos). Desta forma, é sempre possível aparafusar em toda a alma e abas, mas nunca no reforço da secção.

Nas ligações entre perfis metálicos e as placas de OSB, a cabeça dos parafusos deverá ter um diâmetro mínimo de 7 mm, e devem ser colocados a um mínimo de 9 mm das arestas da placa de OSB. Dado que o gesso cartonado não é um material estrutural, podem ser utilizados parafusos de menor diâmetro (3,5 mm) nas ligações entre perfis metálicos e as placas de gesso cartonado (Silvestre et al., 2013).

3.1.3 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.

3.1.3.1 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 nos capítulos anteriores.

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 (Tabela 4, Tabela 5, Tabela 6, Tabela 7,

Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10), as ações permanentes relativas às paredes exteriores, paredes interiores e à laje interior.

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C150//0,60mm	1,5	7860	4,8
Placa OSB	12	700	8,4
ETICS	60	35	2,1
Lã Mineral	120	135	16,2
Placa Gesso Cartonado	15	1000	12,1
TOTAL			43,63 Kg/m² (0,43 KN/m²)

Tabela 4– Peso Próprio da parede estrutural exterior com perfil de C150

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C90//0,60mm	1,5	7860	3,67
Placa OSB	12	700	8,4
ETICS	60	35	2,1
Lã Mineral	80	135	10,8
Placa Gesso Cartonado	15	1000	12,1
TOTAL			37,07 Kg/m² (0,37 KN/m²)

Tabela 5– Peso Próprio da parede estrutural exterior com perfil de C90

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C90//0,60mm	1,5	7860	3,67
Placa Gesso Cartonado	15	1000	12,1
Lã Mineral	40	135	5,4
Placa Gesso Cartonado	15	1000	12,1
TOTAL			33,27 Kg/m² (0,33 KN/m²)

Tabela 6– Peso Próprio da parede estrutural interior com perfil de C90

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C90//0,60mm	0,5	7860	0,6
Placa Gesso Cartonado	13	1000	10,2
Lã Mineral Basic	45	135	3,8
Placa Gesso Cartonado	13	1000	10,2
TOTAL			24,8Kg/m² (0,24 KN/m²)

Tabela 7– Peso Próprio da parede não estrutural interior com perfil de C90

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C200//0,60mm	2	7860	7,83
Placa OSB	18	700	12,2
Placa Gesso Cartonado	13	1000	10,2
Lã Mineral	120	135	16,2
SUB TOTAL			46,43 Kg/m² (0,46 KN/m²)
Revestimentos			1 KN/m ²
Paredes Interiores			0,33 KN/m ²
TOTAL			1,79 KN/m²

Tabela 8– Peso Próprio da laje interior com perfil de C200

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C250//0,60mm	2,5	7860	11,33
Placa OSB	18	700	12,2
Placa Gesso Cartonado	13	1000	10,2
Lã Mineral	120	135	16,2
SUB TOTAL			49,93 Kg/m² (0,49 KN/m²)
Revestimentos			1 KN/m ²
Paredes Interiores			0,33 KN/m ²
TOTAL			1,82 KN/m²

Tabela 9– Peso Próprio da laje interior com perfil de C250

Material	Espessura (mm)	Densidade (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)
Perfis C300//0,60mm	3	7860	17,83
Placa OSB	18	700	12,2
Placa Gesso Cartonado	13	1000	10,2
Lã Mineral	120	135	16,2
SUB TOTAL			56,43 Kg/m² (0,56 KN/m²)
Revestimentos			1 KN/m ²
Paredes Interiores			0,33 KN/m ²
TOTAL			1,89 KN/m²

Tabela 10– Peso Próprio da laje interior com perfil de C300

De referir, ainda, que a restante carga permanente (Revestimentos) exposta, engloba parte significativa dos revestimentos de pavimentos, sendo, desta forma, representativa duma situação real.

3.1.3.2 Variáveis

Sobrecarga:

Tratando-se de um edifício de habitação, a sobrecarga de pavimento prescrita no Regulamento de Segurança e Ações (RSA) é $2,0 \text{ kN/m}^2$.

A sobrecarga para coberturas não acessíveis, também prescrita no Regulamento de Segurança e Ações (RSA), é $0,3 \text{ kN/m}^2$.

Vento:

Os esforços decorrentes das cargas impostas pelo vento nas fachadas em LSF são os mais significativos no dimensionamento das peças estruturais que compõem este sistema de fechamento. As cargas de vento são dimensionadas de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações (RSA)

Características do edifício a ser dimensionado, como geometria, dimensões, localização e rugosidade do terreno são levadas em conta na determinação da pressão de vento a qual ele está sujeito.

É de notar que, as piores localizações e rugosidade do terreno, o RSA prevê no máximo 99 km/h até um edifício com 10 m de altura.

Neve:

No que diz respeito à ação da neve, o Regulamento de Segurança e Ações (RSA) despreza a ação da neve em todos os locais abaixo de 200 m de altitude.

Por outro lado, o valor limite de sobrecarga de neve ($3,35 \text{ kN/m}^2$) corresponde ao valor que o Regulamento de Segurança e Ações prescreve para uma altitude de 1.390 m .

A cidade portuguesa localizada a maior altitude “Guarda” está a apenas 1.056 m e toda a área a sul do rio Tejo, e muito provavelmente mais de 95% da área a norte, está abaixo dos 1.390 m de altitude.

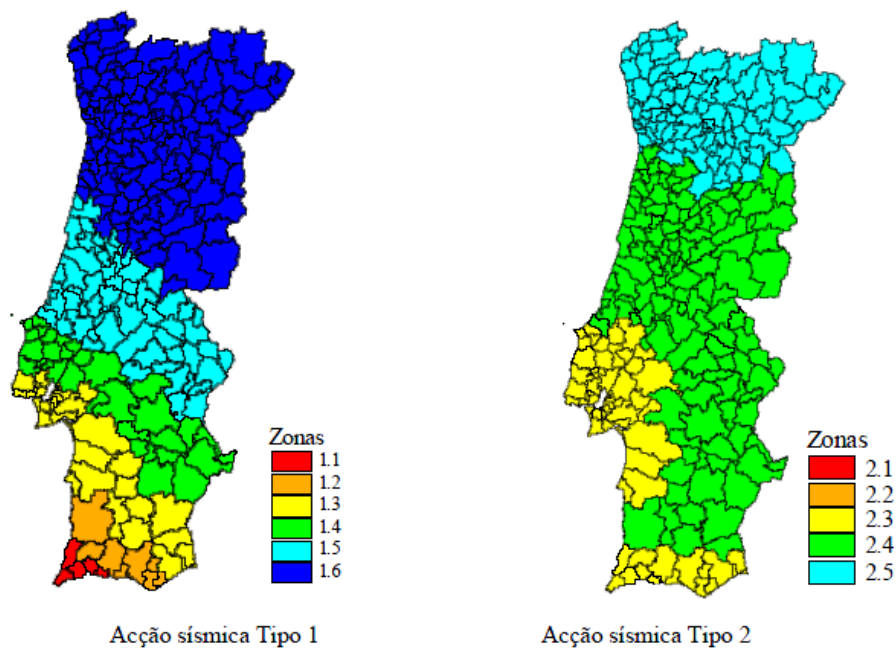
3.1.3.3 Acidentais

Sismo:

Do ponto de vista do comportamento sísmico, as construções em aço leve são caracterizadas por um peso próprio muito mais reduzido que as construções em betão e/ou alvenaria tradicional. Tendo em consideração a massa reduzida, a limitação da estrutura em altura (frequentemente limitada a dois pisos) e a contribuição dos diafragmas de OSB para o aumento de rigidez, é praticamente inviável que as

frequências próprias da estrutura sejam inferiores a 10 Hz. Tendo em conta que as frequências típicas da ação sísmica variam entre 1 e 10 Hz, pode afirmar-se que será pouco provável que uma estrutura em LSF entre em ressonância. Por outro lado, e como as forças sísmicas são proporcionais à massa dos pisos, também estas são caracterizadas por valores reduzidos. Embora os elementos estruturais em LSF (montantes e vigas) sejam muito esbeltos do ponto de vista da estabilidade e não exibam comportamento plástico como os perfis laminados a quente, deve sublinhar-se que se trata de elementos metálicos e, portanto, exibem ductilidade. Por estes motivos referidos anteriormente, as estruturas em LSF têm geralmente um razoável comportamento antissísmico. (Silvestre et al., 2013).

A Figura 48 apresenta o zonamento sísmico do território de Portugal Continental para os dois tipos de ação bem como os correspondentes valores de referência da aceleração máxima (a_{gR}).



<i>Acção Sísmica Tipo I</i>		<i>Acção Sísmica Tipo II</i>	
<i>Zona Sísmica</i>	<i>a_{gR} (m/s²)</i>	<i>Zona Sísmica</i>	<i>a_{gR} (m/s²)</i>
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Figura 48– Zonas Sísmicas e correspondentes acelerações para o território de Portugal Continental (NP EN 1998-1, 2009).

No entanto no EC8 são definidos dois tipos de ação sísmica para o território nacional tal como acontece no RSA. A ação sísmica tipo 1 apresenta um cenário de geração intraplacas continentais caracterizando-se por baixas frequências, elevada magnitude e longa duração. A ação sísmica tipo 2 apresenta um cenário de geração intraplacas continentais caracterizando-se pela sua elevada frequência, magnitude moderada e curta duração. A ação sísmica é definida no EC8 por um único parâmetro: o valor de referência da aceleração máxima na base em rocha, a_{gR} .

Para efeitos do dimensionamento da estrutura, a ação a considerar é a ação sísmica de cálculo (a_g) (obtida pelo produto da aceleração de referência - a_{gR}) pelo coeficiente de importância γ_1 .

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \quad (1)$$

Na (Tabela 11) apresentam-se quatro classes de importância distintas para classificação dos edifícios com base nos seguintes parâmetros: perda de vidas humanas; a importância do edifício para a segurança pública e para a proteção civil logo após o sismo; consequências sociais e económicas associadas ao seu colapso.

<i>Classe de Importância</i>	<i>Edifícios</i>
I	Edifício de importância menor para a segurança pública.
II	Edifícios correntes, não pertencentes a outras categorias.
III	Edifício cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso.
IV	Edifício cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil.

Tabela 11– Classe de importância dos edifícios.
(NP EN 1998-1, 2009).

A cada classe de importância corresponde um coeficiente de importância cujo valor é unitário para um edifício de classe II sujeito a uma ação sísmica com período de retorno de referência.

O Anexo Nacional do EC8 define os valores de γ_1 apresentados na (Tabela 12).

<i>Classe de Importância</i>	<i>Acção Sísmica Tipo 1</i>	<i>Acção Sísmica Tipo 2</i>	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,5	1,35

Tabela 12– Coeficiente de importância - γ_1
(NP EN 1998-1, 2009).

Fogo:

A construção em LSF é bastante sensível à ação do fogo se considerarmos apenas o aço, pois o fator de massividade dos perfis de aço enformados a frio é geralmente baixo devido à reduzida espessura das chapas. No entanto, ensaios experimentais têm demonstrado que as paredes e pisos em aço leve revestidos com placas de gesso cartonado sob ação do fogo não são severamente danificados se a temperatura for mantida abaixo de 400 °C. Portanto, o gesso cartonado constitui uma verdadeira proteção ao fogo. As placas de gesso cartonado podem ser arrancadas depois de um incêndio na estrutura e novas placas podem ser reintegradas facilmente. (Silvestre et al.,2013)

No DL 220/2008 considera que os edifícios construídos com o sistema LSF fazem parte das utilizações-tipo I, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX e X, 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 (R 30) para categoria de risco 1 e 60 minutos (R 60) para categoria de risco 2;

-Para elementos estruturais com função de suporte e compartimentação é exigido que o elemento mantenha a resistência, estanqueidade e isolamento térmico durante 30 minutos (REI 30) para categoria de risco 1 e 60 minutos (REI 60) 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. 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. (Gypsum Association, 2009).

3.1.3.4 Combinação de Ações

Estados limites últimos:

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

- Combinação fundamental com vento como variável base, e sobrecarga como variável acompanhante:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w + 1,5 \times 0,7 \cdot q \quad (2)$$

- Combinação fundamental com sobrecarga como variável base, e vento como variável acompanhante:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q + 1,5 \times 0,6 \cdot w \quad (3)$$

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;

g - valor da ação permanente;

q - valor da ação de sobrecarga;

w - valor da ação do vento;

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 e cujas variáveis já foram definidas anteriormente.

$$E_d = G_k + \psi_{2,i} Q_{k,i} = g + 0,3 \cdot q \quad (4)$$

3.2 DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO O MÉTODO PRESCRITIVO.

3.2.1 Introdução

Segundo o Manual de concepção de estruturas e edifícios em LSF (Silvestre et al., 2013), o método prescritivo foi proposto pelo NAHB (National Association of Home Buildings) com a cooperação de comissões de investigadores, fabricantes, projetistas e construtores em LSF, e por outro lado, permite a unificação de procedimentos e regras de execução aos construtores, contribuindo para melhorar a aceitação do mercado e promover a aplicação do sistema construtivo em LSF.

A publicação do "Prescriptive Method for Residential Cold-Formed Steel Framing" (Método Prescritivo para as Estruturas em Aço Enformado a Frio para Edifícios Residenciais), em 1996, foi o resultado de um programa de pesquisa e desenvolvimento levado a cabo durante 4 anos pelo HUD - U.S. Department of Housing and Urban Development (Departamento dos Estados Unidos para a Habitação e Desenvolvimento Urbano) em associação com NAHB - National Association of Home Builders (Associação Nacional de Construtores Residenciais) e o AISI - American Iron and Steel Institute (Instituto Americano do Ferro e do Aço). O programa foi conduzido pelo Centro de Pesquisa da NAHB com o apoio e aconselhamento de comissões de engenheiros. Estas comissões representaram os interesses e a experiência de produtores e transformadores de aço, técnicos oficiais, académicos, pesquisadores, engenheiros civis e construtores experientes em LSF (Futureng, 2014).

O método aqui descrito aplica-se edifícios térreos de um e/ou dois pisos. Excluem-se construções mais elevadas, subterrâneas ou com outros fins que não o residencial e/ou comercial ligeiro. Este Método Prescritivo teve com objetivo elaborar tabelas estabelecidas para todos os pontos de um edifício, tal como as larguras das janelas e portas, vãos livres de pisos em salas e coberturas, entre outras. As tabelas definem a quantidade, secção e espessura dos perfis a aplicar na estrutura, contemplando todo o tipo de cargas, rugosidade do terreno, zonas sísmicas e exposição ao vento (Silvestre et al., 2013).

3.2.2 Cargas

No manual de conceção de estruturas e edifícios em LSF (Silvestre et al., 2013) para os edifícios térreos de um e/ou dois pisos diz-nos que os valores máximos de peso próprio para cada tipo de parede estrutural estão expressos quantitativamente na Tabela 13.

Parede estrutural	Valor máximo do peso próprio (kN/m ²)	
	Zonas sísmicas A-C	Zona sísmica D
Parede exterior em madeira	0,48	0,72
Parede exterior em aço leve	0,48	0,67
Parede interior em madeira	0,48	
Parede interior em aço leve	0,24	
Parede de alvenaria de tijolo (espessura=20 cm)	3,84	
Parede de betão (espessura=15 cm)	4,08	

Tabela 13– Valores máximos de peso próprio para cada tipo de parede estrutural (Silvestre et al., 2013).

Na Tabela 14, observam-se os valores máximos dimensionais e valores limite das ações atuantes na estrutura, tanto em termos gerais como especificamente ao nível dos pavimentos, paredes e cobertura.

Categoria / Artigo	Limite
Geral	
• Dimensões do edifício	18 x 11 m
• Número de pisos	2 + 1 (cave)
• Velocidade do vento	177 km/h (209 km/h, em rajada de 3s)
• Exposição ao vento	A-B urbana / arborizada C em campo aberto
• Neve	3,35 kN/m ²
• Zonas sísmicas	A, B, C e D
Pavimento dos pisos	
• Peso próprio	0,48 kN/m ²
• Sobrecarga	1,92 kN/m ² no piso térreo 1,44 kN/m ² no 1º piso
• Extensão máxima em consola	61 cm
Paredes	
• Peso próprio	0,48 kN/m ²
• Pé direito	3 m
Cobertura	
• Peso próprio	0,72 kN/m ²
• Peso próprio (apenas revestimento)	0,34 kN/m ² (zonas sísmicas 1, 2, 3) 0,43 kN/m ² (zona sísmica 4)
• Sobrecarga	3,35 kN/m ²
• Peso próprio do teto	0,24 kN/m ²
• Neve	3,35 kN/m ²
• Inclinação da cobertura	1:4 – 1:1 (14° - 45°)
• Consola do beirado	61 cm paralelo ao declive 31 cm perpendicular ao declive
• Consola do beirado (peso próprio apenas do revestimento)	0,34 kN/m ² 0,43 kN/m ² na zona sísmica 4
• Sobrecarga no sótão	0,96 kN/m ² sótão habitável 0,48 kN/m ² sótão não habitável

Tabela 14– Valores máximos de dimensões e ações (Silvestre et al., 2013).

As ações descritas na Tabela 13 e na Tabela 14 englobam, com a devida margem de segurança, fenómenos extremos que podem ocorrer esporadicamente nos EUA.

O território nacional de Portugal é bastante inferior ao dos EUA pelo que está necessariamente sujeito a um leque de ações com valores numa gama mais reduzida. Por outro lado, e dado o seu clima misto Mediterrânico-Atlântico, Portugal é caracterizado por uma gama de temperaturas mais restrita e humidade baixa a moderada. Por este motivo, é de esperar que a maior parte dos valores limite considerados na aplicação do método prescritivo nos EUA sejam suficientes para o contexto nacional.

No que diz respeito à ação da neve, o valor limite de sobrecarga de neve ($3,35 \text{ kN/m}^2$) corresponde ao valor que o Regulamento de Segurança e Ações prescreve para uma altitude de 1.390 m. A ação da neve é desprezada em todos os locais abaixo de 200 m de altitude.

No caso do vento, e considerando as piores localizações e rugosidade do terreno circundante, o RSA prevê no máximo 99 km/h até 10 m de altura, facto que seguramente engloba todos os edifícios até dois pisos. Nestas condições, uma velocidade do vento igual a 177 km/h corresponderia ao valor previsto a 183 m de altura. Na Tabela 15 mostra-se uma correlação entre a velocidade média do vento e a correspondente velocidade de rajada (pico de 3 segundos). Note-se que tais valores são habituais nos EUA mas apresentam-se excessivos no que ao território nacional diz respeito.

Velocidade (km/h)	113	121	129	137	145	161	169	177
Rajadas de 3 s	137	145	161	169	177	193	201	209

Tabela 15– Correlação entre a velocidade do vento e rajada de 3s

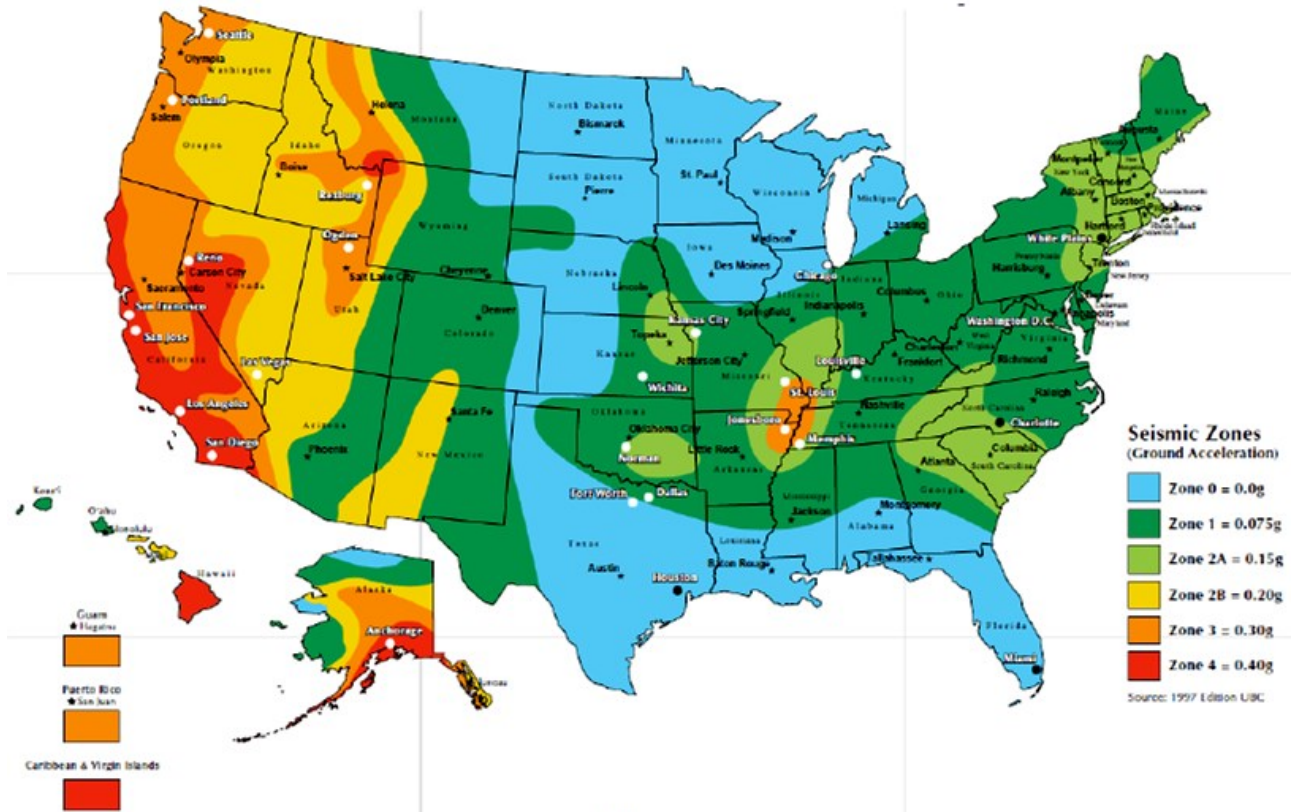
(Silvestre et al., 2013).

No caso sísmico o território nacional é bastante mais reduzido que o dos EUA, o zonamento sísmico nacional é muito semelhante ao dos EUA. Nos EUA existem 5 zonas de risco sísmico (Figura 49(a)) a que correspondem diferentes valores da aceleração máxima nominal:

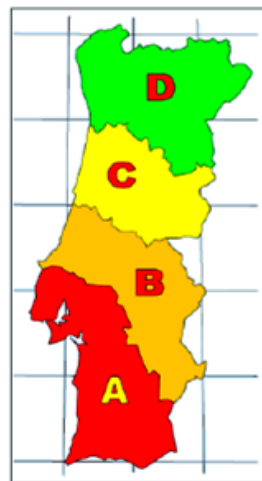
- zona 0 (risco mínimo, $ag=0 \text{ ms}^{-2}$)
- zona 1 (risco baixo, $ag=0.75 \text{ ms}^{-2}$)
- zona 2A-2B (risco moderado, $ag=1.5-2.0 \text{ ms}^{-2}$)
- zona 3 (risco elevado, $ag=3.0 \text{ ms}^{-2}$)
- zona 4 (risco máximo, $ag=4.0 \text{ ms}^{-2}$)

Ainda assim, existem 4 zonas de risco sísmico em Portugal (Figura 49(b)) a que correspondem valores da aceleração máxima nominal não muito diferentes:

- zona A (risco máximo, $ag=2.7 \text{ ms}^{-2}$)
- zona B (risco elevado, $ag=1.9 \text{ ms}^{-2}$)
- zona C (risco moderado, $ag=1.3 \text{ ms}^{-2}$)
- zona D (risco baixo, $ag=0.8 \text{ ms}^{-2}$)



(a)



(b)

Figura 49– Zonas sísmicas
(a) EUA (b) Portugal
(Silvestre et al., 2013).

Desta forma, e em termos de aceleração máxima nominal, pode afirmar-se que as quatro zonas sísmicas em Portugal (A, B, C, D) correspondem a 3 zonas sísmicas dos EUA: (i) a zona A corresponde à zona 3, (ii) as zonas B e C correspondem à zona 2, e (iii) a zona D corresponde à zona 1. Portanto, conclui-se que a zona de maior risco sísmico em Portugal não corresponde à zona de maior risco sísmico nos EUA. Uma vez que o método prescritivo pode ser utilizado nas 5 zonas dos EUA, incluindo a zona 4, também pode ser utilizado com toda a segurança nas 4 zonas do território nacional, incluindo a zona A. (Silvestre et al., 2013)

No método prescritivo não está ressalvada a possibilidade de existência de coberturas planas. Para a pluviosidade em Lisboa e a sul do território nacional, e utilizando os materiais habituais (painéis sandwich, subtelha e fibrocimento, telas asfálticas e outros) é perfeitamente possível conceber telhados com perfeita drenagem e inclinações de 3°-5°. (Silvestre et al., 2013)

3.2.3 Tabelas de Dimensionamento

3.2.3.1 Paredes

Segundo o manual de conceção de estruturas e edifícios em LSF (Silvestre et al., 2013), as paredes deverão ser construídas de acordo com a disposição da Figura 50.

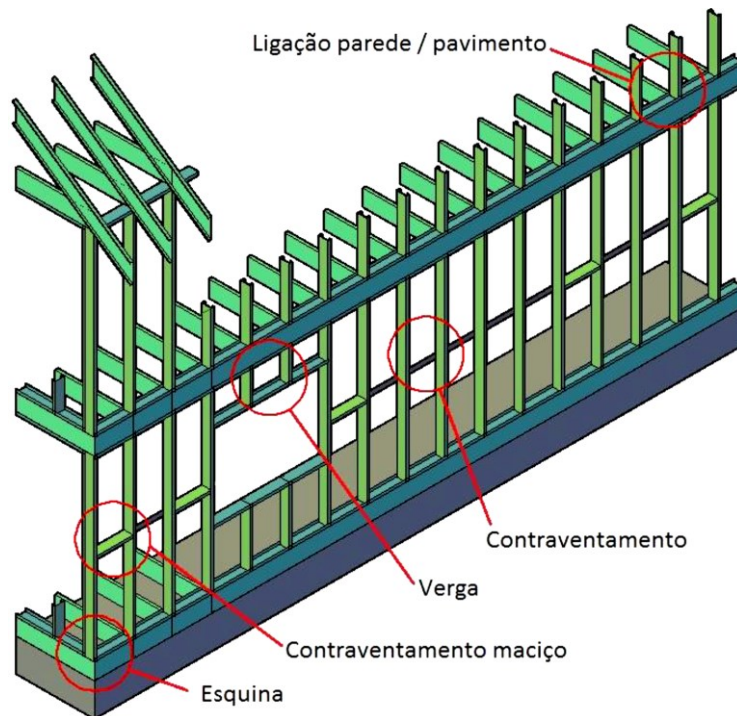


Figura 50– Pormenores típicos de uma parede resistente em LSF.
(Silvestre et al., 2013).

As tabelas para o dimensionamento das paredes estão expressos na Tabela 16 e nas tabelas seguintes. Nessas tabelas, em paredes interiores com gesso cartonado de espessura não inferior a 13 mm em cada face, ou paredes exteriores com uma face assim e outra com OSB de espessura não inferior a 11 mm, podem ser usados montantes com a espessura de aço imediatamente inferior, salvaguardando um valor mínimo de 0,8 mm (Silvestre et al., 2013).

O contraventamento destas paredes deverá ser obtido de uma das seguintes formas:

- Gesso cartonado ou OSB, em ambas as faces ou um em cada face.
- Fitas metálicas em ambas as faces a 1/2 da altura, para altura dos montantes até 2,4 m, e a 1/3 e 2/3 da altura, até 3 m.
- Gesso cartonado ou OSB numa face e fita metálica na outra.
- As paredes exteriores têm sempre pelo menos um diafragma estrutural.

velocidade do vento		Perfil	// (cm)	Largura do edifício															
				7,3				8,5				9,8				11,0			
				Neve (kN/m ²)				Neve (kN/m ²)				Neve (kN/m ²)				Neve (kN/m ²)			
Exp A	Exp B			1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4
113		C90	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
129	113	C90	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	1,1	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1	0,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
145	129	C90	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,1	1,4
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
161	145	C90	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1
			60	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,7
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1
177	161	C90	40	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,1	1,4
			60	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	2,5
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	177	C90	40	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
			60	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,1	1,4

Tabela 16– Espessura mínima dos montantes (mm) – Parede de 2,7 m de altura sujeita apenas a carga do teto e cobertura. Aço S235 (Silvestre et al., 2013).

velocidade do vento		Perfil	// (cm)	Largura do edifício															
				7,3				8,5				9,8				11,0			
Exp A	Exp B			Neve (kN/m ²)				Neve (kN/m ²)				Neve (kN/m ²)				Neve (kN/m ²)			
		1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4		
113		C90	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	0,8	0,8	0,8	1,1
			60	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1
129	113	C90	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	0,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
			60	1,1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,7	1,7
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
145	129	C90	40	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
			60	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,7	1,4	1,4	1,7	1,7
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	0,8	0,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4
161	145	C90	40	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,1	1,4
			60	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	2,5	1,7	1,7	2,5	2,5
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
			60	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,4	1,4
177	161	C90	40	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,7	1,4	1,4	1,7	1,7
			60	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
		C140	40	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	0,8	0,8	1,1	1,1	0,8	1,1	1,1	1,1
			60	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,4	1,1	1,1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
	177	C90	40	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
			60	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	-	2,5	2,5	-	-	-	-	-	-
		C140	40	0,8	0,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
			60	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,7	1,4	1,4	1,7	1,7

Tabela 17– Espessura mínima dos montantes (mm) – Parede de 2,7 m de altura sujeita à carga de 1 piso, teto e cobertura. Aço S235. (Silvestre et al., 2013).

As vergas de secção I (back-to-back) e de secção caixa” deverão ser executadas conforme descrito na Figura 51 e na Figura 52 respetivamente.

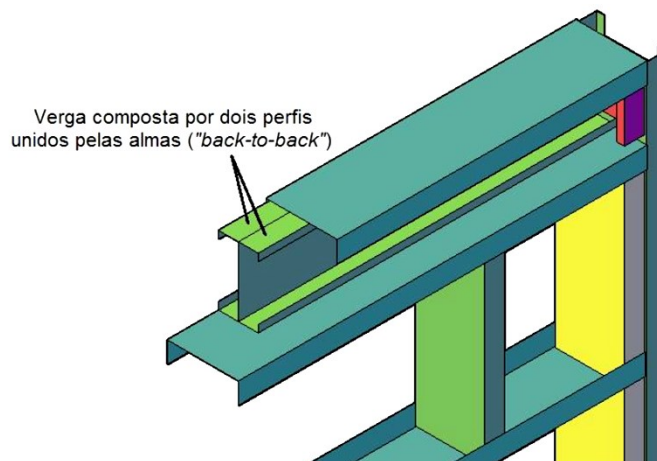


Figura 51– Verga de secção I (back-to-back)

(Silvestre et al., 2013).

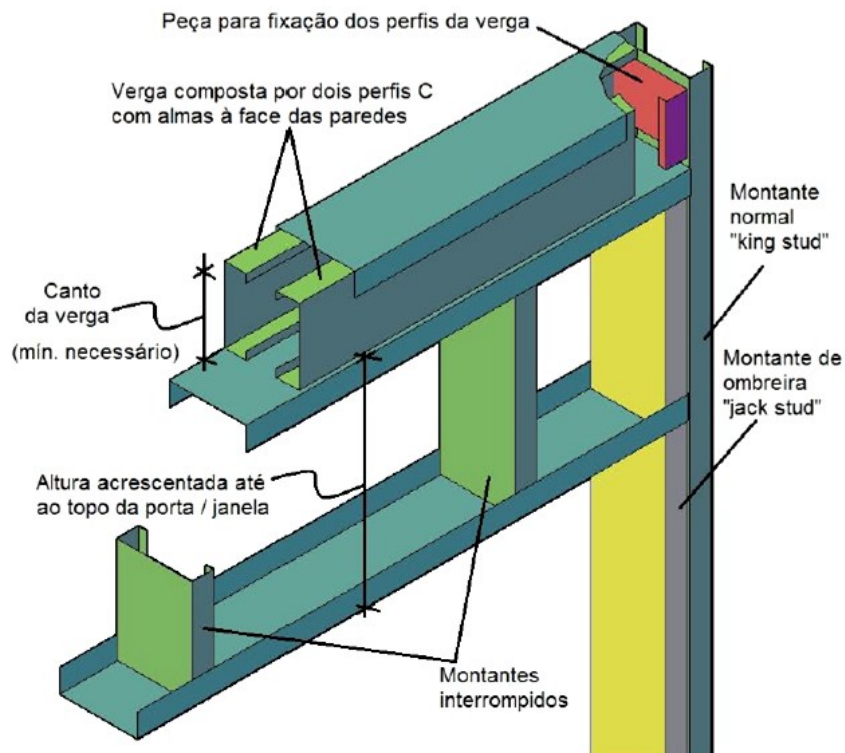


Figura 52– Verga de secção caixa
(Silvestre et al., 2013).

As tabelas para o dimensionamento das vergas estão expressos na Tabela 18 e nas tabelas seguintes. Estas tabelas fornecem valores máximos para o comprimento dos vãos em função de uma sobrecarga de neve, uma situação pouco frequente em Portugal. Na adaptação destes valores para o nosso país, é necessário ter em conta que os telhados portugueses costumam ter ripas e telhas cerâmicas em vez do “shingle” asfáltico, sendo por isso bastante mais pesados por m² em planta.

Verga	sobrecarga de neve 1,0 kN/m ²				sobrecarga de neve 1,4 kN/m ²			
	largura do edifício (m)				largura do edifício (m)			
	7,3	8,5	9,8	11	7,3	8,5	9,8	11
C90 / 0,8	1,19	1,12	1,04	0,99	1,12	1,04	0,97	0,86
C90 / 1,1	1,45	1,35	1,27	1,22	1,35	1,27	1,19	1,14
C90 / 1,4	1,63	1,52	1,45	1,37	1,52	1,42	1,35	1,27
C90 / 1,7	1,83	1,70	1,60	1,52	1,70	1,60	1,50	1,42
C90 / 2,5	2,16	2,03	1,91	1,80	2,03	1,88	1,78	1,70
C140 / 0,8	1,19	1,04	0,91	0,84	1,04	0,91	0,81	0,74
C140 / 1,1	1,96	1,83	1,73	1,65	1,83	1,73	1,63	1,52
C140 / 1,4	2,21	2,08	1,96	1,85	2,06	1,93	1,83	1,73
C140 / 1,7	2,49	2,34	2,18	2,08	2,31	2,18	2,06	1,93
C140 / 2,5	2,97	2,77	2,62	2,49	2,77	2,59	2,44	2,31
C200 / 0,8	0,91	0,81	0,71	0,64	0,79	0,69	-	-
C200 / 1,1	2,03	1,78	1,57	1,42	1,78	1,55	1,37	1,24
C200 / 1,4	2,90	2,69	2,54	2,41	2,69	2,51	2,36	2,26
C200 / 1,7	3,25	3,05	2,87	2,72	3,02	2,84	2,67	2,54
C200 / 2,5	3,91	3,63	3,43	3,25	3,63	3,40	3,20	3,05
C250 / 1,1	1,70	1,47	1,32	1,19	1,47	1,30	1,14	1,04
C250 / 1,4	3,20	2,95	2,62	2,36	2,95	2,57	2,29	2,06
C250 / 1,7	3,84	3,58	3,38	3,20	3,58	3,35	3,15	3,00
C250 / 2,5	4,62	4,32	4,06	3,86	4,29	4,01	3,78	3,61
C300 / 1,1	1,45	1,27	1,12	1,02	1,27	1,12	0,99	0,89
C300 / 1,4	2,90	2,51	2,24	2,01	2,51	2,21	1,96	1,75
C300 / 1,7	4,09	3,84	3,61	3,43	3,81	3,58	3,38	3,20
C300 / 2,5	5,31	4,95	4,67	4,45	4,95	4,62	4,37	4,14
Verga	sobrecarga de neve 2,4 kN/m ²				sobrecarga de neve 3,4 kN/m ²			
	largura do edifício (m)				largura do edifício (m)			
	7,3	8,5	9,8	11	7,3	8,5	9,8	11
C90 / 0,8	0,91	0,79	0,71	0,64	0,71	0,64	-	-
C90 / 1,1	1,17	1,09	1,02	0,97	1,04	0,97	0,91	0,84
C90 / 1,4	1,30	1,22	1,14	1,09	1,17	1,09	1,02	0,97
C90 / 1,7	1,47	1,37	1,30	1,22	1,30	1,22	1,14	1,09
C90 / 2,5	1,73	1,63	1,52	1,45	1,55	1,45	1,35	1,30
C140 / 0,8	0,76	0,66	-	-	-	-	-	-
C140 / 1,1	1,57	1,47	1,32	1,19	1,35	1,17	1,04	0,94
C140 / 1,4	1,78	1,65	1,55	1,47	1,57	1,47	1,40	1,32
C140 / 1,7	1,98	1,85	1,75	1,68	1,78	1,65	1,55	1,47
C140 / 2,5	2,39	2,21	2,08	1,96	2,11	1,98	1,85	1,75
C200 / 0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
C200 / 1,1	1,30	1,14	1,02	0,91	1,02	0,89	0,79	0,71
C200 / 1,4	2,31	2,16	2,01	1,80	2,06	1,78	1,60	1,42
C200 / 1,7	2,59	2,44	2,29	2,18	2,31	2,16	2,03	1,93
C200 / 2,5	3,12	2,92	2,74	2,62	2,77	2,59	2,44	2,31
C250 / 1,1	1,09	0,94	0,84	0,76	0,86	0,76	0,66	-
C250 / 1,4	2,16	1,88	1,68	1,50	1,70	1,50	1,32	1,19
C250 / 1,7	3,07	2,87	2,69	2,57	2,72	2,54	2,41	2,29
C250 / 2,5	3,68	3,45	3,25	3,07	3,28	3,07	2,90	2,74
C300 / 1,1	0,94	0,81	0,71	0,66	0,74	0,64	-	-
C300 / 1,4	1,85	1,63	1,45	1,30	1,47	1,27	1,14	1,02
C300 / 1,7	3,28	3,07	2,90	2,59	2,92	2,57	2,29	2,06
C300 / 2,5	4,24	3,96	3,73	3,56	3,78	3,53	3,33	3,15

Tabela 18– Vãos admissíveis em vergas que suportem apenas cargas do teto e cobertura. Aço S235 (Silvestre et al., 2013).

Verga	sobrecarga de neve 1,0 kN/m ²				sobrecarga de neve 1,4 kN/m ²			
	largura do edifício (m)				largura do edifício (m)			
	7,3	8,5	9,8	11	7,3	8,5	9,8	11
C90 / 0,8	0,69	-	-	-	0,66	-	-	-
C90 / 1,1	1,02	0,94	0,89	0,84	0,99	0,94	0,89	0,81
C90 / 1,4	1,14	1,07	1,02	0,97	1,12	1,07	0,99	0,94
C90 / 1,7	1,27	1,19	1,14	1,07	1,24	1,22	1,12	1,07
C90 / 2,5	1,50	1,42	1,35	1,27	1,50	1,40	1,32	1,27
C140 / 0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
C140 / 1,1	1,27	1,14	1,02	0,91	1,24	1,12	0,99	0,91
C140 / 1,4	1,55	1,45	1,37	1,30	1,52	1,42	1,35	1,30
C140 / 1,7	1,73	1,63	1,55	1,47	1,70	1,60	1,52	1,45
C140 / 2,5	2,06	1,93	1,83	1,75	2,03	1,93	1,83	1,73
C200 / 0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
C200 / 1,1	0,99	0,86	0,79	0,71	0,97	0,84	0,76	0,69
C200 / 1,4	1,96	1,73	1,55	1,40	1,91	1,70	1,52	1,37
C200 / 1,7	2,26	2,13	2,01	1,93	2,24	2,11	1,98	1,91
C200 / 2,5	2,72	2,54	2,41	2,31	2,67	2,51	2,39	2,26
C250 / 1,1	0,81	0,74	0,66	0,61	0,81	0,71	0,64	0,61
C250 / 1,4	1,63	1,45	1,30	1,17	1,60	1,42	1,27	1,14
C250 / 1,7	2,67	2,51	2,39	2,26	2,64	2,49	2,34	2,24
C250 / 2,5	3,20	3,02	2,84	2,72	3,18	2,97	2,82	2,69
C300 / 1,1	0,71	0,64	-	-	0,69	-	-	-
C300 / 1,4	1,40	1,24	1,12	1,02	1,37	1,22	1,09	0,99
C300 / 1,7	2,82	2,49	2,24	2,03	2,74	2,44	2,18	1,98
C300 / 2,5	3,68	3,48	3,28	3,12	3,66	3,43	3,25	3,10
Verga	sobrecarga de neve 2,4 kN/m ²				sobrecarga de neve 3,4 kN/m ²			
	largura do edifício (m)				largura do edifício (m)			
	7,3	8,5	9,8	11	7,3	8,5	9,8	11
C90 / 0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
C90 / 1,1	0,94	0,89	0,81	0,74	0,86	0,76	0,69	0,64
C90 / 1,4	1,07	0,99	0,94	0,91	0,99	0,91	0,86	0,84
C90 / 1,7	1,19	1,12	1,07	1,02	1,09	1,04	0,97	0,94
C90 / 2,5	1,42	1,32	1,27	1,19	1,30	1,22	1,17	1,09
C140 / 0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
C140 / 1,1	1,12	0,99	0,89	0,81	0,97	0,84	0,76	0,69
C140 / 1,4	1,45	1,37	1,30	1,22	1,32	1,24	1,19	1,12
C140 / 1,7	1,63	1,52	1,45	1,37	1,50	1,40	1,32	1,27
C140 / 2,5	1,93	1,83	1,73	1,65	1,78	1,68	1,60	1,50
C200 / 0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
C200 / 1,1	0,86	0,76	0,69	-	0,74	0,66	-	-
C200 / 1,4	1,73	1,52	1,37	1,24	1,47	1,30	1,17	1,04
C200 / 1,7	2,13	2,01	1,88	1,80	1,96	1,83	1,73	1,65
C200 / 2,5	2,54	2,39	2,26	2,16	2,34	2,21	2,08	1,98
C250 / 1,1	0,71	0,64	-	-	-	-	-	-
C250 / 1,4	1,45	1,27	1,14	1,04	1,22	1,07	0,97	1,17
C250 / 1,7	2,51	2,36	2,24	2,08	2,31	2,16	1,96	1,75
C250 / 2,5	3,00	2,82	2,67	2,54	2,77	2,62	2,46	2,34
C300 / 1,1	-	-	-	-	-	-	-	-
C300 / 1,4	1,22	1,09	0,97	0,89	1,04	0,91	0,84	0,74
C300 / 1,7	2,49	2,18	1,96	1,78	2,11	1,85	1,68	1,50
C300 / 2,5	3,45	3,25	3,07	2,95	3,20	2,74	2,84	2,69

Tabela 19– Vãos admissíveis em vergas que suportam cargas de 1 piso, teto e cobertura. Carga aplicada apenas nas paredes. Aço S235 (Silvestre et al., 2013).

As vergas deveram ser solidarizadas com os montantes (montantes normais e montantes de ombreira) dos extremos de um vão. O número mínimo de montantes necessários nos extremos de um vão consta da Tabela 20.

Vão	Espaçamento 60 cm		Espaçamento 40 cm	
	Ombreira	Normais	Ombreira	Normais
Até 1,07 m	1	1	1	1
De 1,08 até 1,52 m	1	2	1	2
De 1,53 até 1,68 m	1	2	2	2
De 1,69 até 2,44 m	1	2	2	2
De 2,45 até 3,2 m	2	2	2	3
De 3,21 até 3,66 m	2	2	3	3
De 3,67 até 3,96 m	2	3	3	3
De 3,97 até 4,27 m	2	3	3	4
De 4,28 até 4,88 m	2	3	3	4
Mais de 4,88 m	3	3	4	4

Tabela 20– Montantes necessários nos extremos de um vão (normais e de ombreira)
(Silvestre et al., 2013).

3.2.3.2 Lajes

Segundo o manual de conceção de estruturas e edifícios em LSF (Silvestre et al., 2013), as lajes deverão ser construídas de acordo com a disposição da Figura 53.

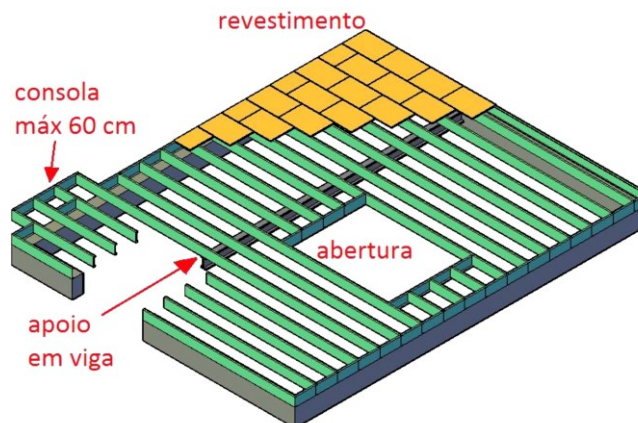


Figura 53– Pavimento-tipo em aço leve
(Silvestre et al., 2013).

Em primeiro lugar, devem-se escolher os perfis a utilizar para o vigeamento de piso de acordo com os valores admissíveis para os vãos, os quais poderão ser simples ou múltiplos (de continuidade). Tal escolha depende do valor da sobrecarga (1,44 e 1,92 kN/m²) e da seleção para o espaçamento entre vigas (30, 40, 48, 60 cm). Os limites admissíveis de vãos simples e vãos múltiplos estão expressos na Tabela 21 e nas tabelas seguintes. No caso de vãos múltiplos, o apoio central deverá ser colocado a uma distância máxima de 60 cm do ponto médio da viga, e cada um dos vãos deverá cumprir os limites de vão simples. As vigas de pavimento deverão ter capacidade de suporte da carga das paredes com uma excentricidade mínima de 4 cm (paredes exteriores) ou 9 cm

(paredes interiores). Cada reforço de apoio deverá ser ligado através de um mínimo de 4 parafusos #8 na alma e a cantoneira com um mínimo de 2 parafusos #8 por aba (Silvestre et al., 2013).

Na Figura 54 observa-se um pormenor da fixação de pavimento sobre uma parede estrutural, como sucede no caso de pavimento de 1º piso.

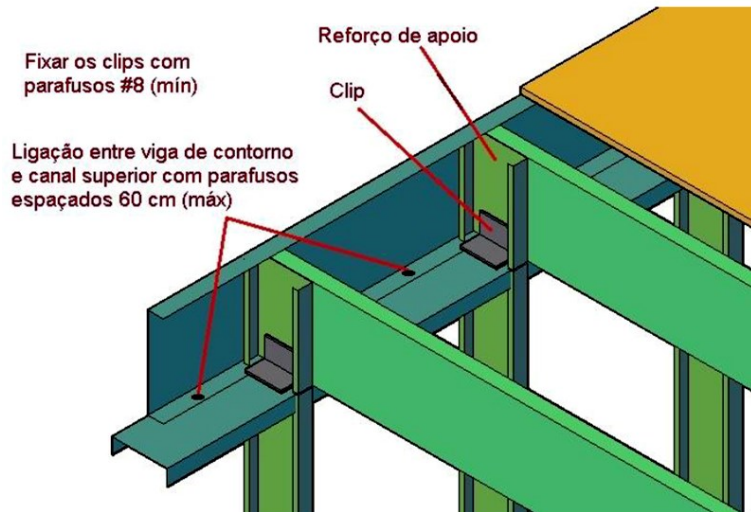


Figura 54– Fixação de pavimento sobre parede estrutural
(Silvestre et al., 2013).

Na Figura 55 mostra os detalhes das fixações quando se pretende ter uma consola estrutural (varanda, terraço). Deve-se sublinhar o facto do método prescritivo prever esta situação mas condicionada a um comprimento em consola máximo de 60 cm. No entanto, será sempre possível ultrapassar os 60cm, seja através de secções duplas (duplo C), secções tubulares (acoplamento entre secções em C e U) ou ainda utilizando vigas treliçadas. (Silvestre et al., 2013)

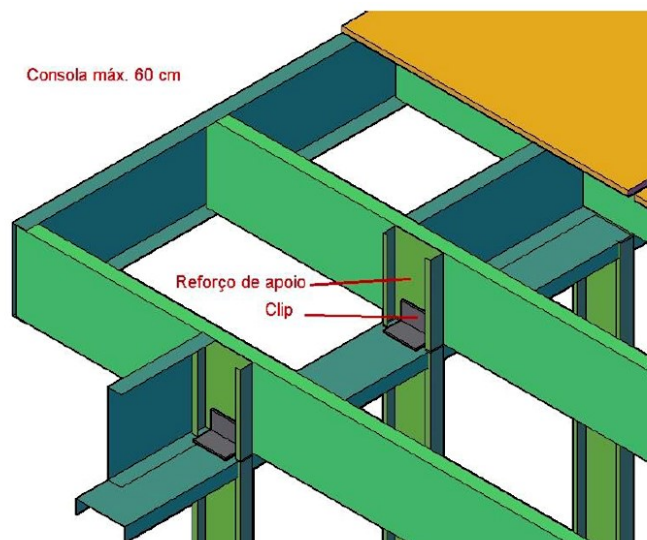


Figura 55– Fixação de pavimento em consola sobre parede estrutural
(Silvestre et al., 2013).

Viga de pavimento	Sobrecarga - 1,44 kN/m ² Espaçamento entre vigas (cm)				Sobrecarga - 1,92 kN/m ² Espaçamento entre vigas (cm)			
	30	40	48	60	30	40	48	60
C140/0,8 mm	3,5	3,2	3,0	2,8	3,2	2,9	2,7	2,5
C140/1,1 mm	3,9	3,5	3,3	3,0	3,5	3,2	3,0	2,8
C140/1,5 mm	4,1	3,8	3,5	3,3	3,8	3,4	3,2	3,0
C140/1,7 mm	4,4	4,0	3,8	3,5	4,0	3,7	3,5	3,2
C140/2,5 mm	4,9	4,5	4,2	3,9	4,5	4,1	3,8	3,6
C200/0,8 mm	4,8	4,1	3,7	3,4	4,3	3,7	3,4	2,8
C200/1,1 mm	5,2	4,7	4,4	4,1	4,7	4,3	4,0	3,7
C200/1,5 mm	5,6	5,1	4,8	4,4	5,1	4,6	4,3	4,0
C200/1,7 mm	6,0	5,5	5,1	4,7	5,5	5,0	4,7	4,3
C200/2,5 mm	6,7	6,1	5,7	5,3	6,1	5,5	5,2	4,8
C250/1,1 mm	6,2	5,7	5,2	4,6	5,7	5,1	4,6	4,1
C250/1,5 mm	6,7	6,1	5,7	5,3	6,1	5,6	5,2	4,9
C250/1,7 mm	7,2	6,6	6,2	5,7	6,6	6,0	5,6	5,2
C250/2,5 mm	8,1	7,3	6,9	6,4	7,3	6,7	6,3	5,8
C300/1,1 mm	7,1	6,2	5,6	5,1	6,4	5,5	5,1	4,1
C300/1,5 mm	7,8	7,1	7,2	6,0	7,1	6,5	6,6	5,3
C300/1,7 mm	8,4	7,6	7,2	6,7	7,6	7,0	6,6	6,1
C300/2,5 mm	9,4	8,6	8,1	7,5	8,6	7,8	7,3	6,8

Tabela 21– Valores máximos admissíveis (em m) de vãos simples com reforços de apoio (Aço S235)
(Silvestre et al., 2013).

Viga de pavimento	Sobrecarga - 1,44 kN/m ² Espaçamento entre vigas (cm)				Sobrecarga - 1,92 kN/m ² Espaçamento entre vigas (cm)			
	30	40	48	60	30	40	48	60
C140/0,8 mm	3,9	3,4	3,1	2,8	3,5	3,0	2,8	2,4
C140/1,1 mm	4,8	4,1	3,8	3,4	4,3	3,7	3,4	3,0
C140/1,5 mm	5,4	4,6	4,2	3,8	4,8	4,2	3,8	3,4
C140/1,7 mm	5,9	5,2	4,8	4,3	5,4	4,7	4,3	3,8
C140/2,5 mm	6,6	6,0	5,7	5,1	6,0	5,5	5,1	4,6
C200/0,8 mm	4,4	3,6	3,1	2,6	3,7	3,0	2,6	2,2
C200/1,1 mm	5,9	5,1	4,7	3,8	5,3	4,3	4,2	3,3
C200/1,5 mm	7,0	6,1	5,5	5,0	6,2	5,4	5,0	4,4
C200/1,7 mm	7,9	6,8	6,2	5,6	7,1	6,1	5,6	5,0
C200/2,5 mm	9,0	8,2	7,5	6,7	8,2	7,4	6,7	6,0
C250/1,1 mm	6,6	5,5	4,8	4,1	5,7	4,7	4,1	3,5
C250/1,5 mm	7,8	6,7	6,1	5,5	7,0	6,0	5,5	4,7
C250/1,7 mm	9,3	8,1	7,4	6,6	8,3	7,2	5,6	5,9
C250/2,5 mm	10,8	9,7	8,9	7,9	9,8	8,7	7,9	7,1
C300/1,1 mm	6,5	5,3	4,6	3,9	5,5	4,4	3,9	3,2
C300/1,5 mm	8,4	7,2	6,7	5,4	7,5	6,2	5,8	4,6
C300/1,7 mm	9,9	8,6	7,8	7,0	8,9	7,7	7,0	6,3
C300/2,5 mm	12,6	11,2	10,2	9,1	11,5	10,0	9,1	8,2

Tabela 22– Valores máximos admissíveis (em m) de vãos múltiplos com reforços de apoio (Aço S235)
(Silvestre et al., 2013).

3.2.3.3 Coberturas

Segundo o manual de conceção de estruturas e edifícios em LSF (Silvestre et al., 2013), as coberturas deverão ser construídas de acordo com a disposição da Figura 56.

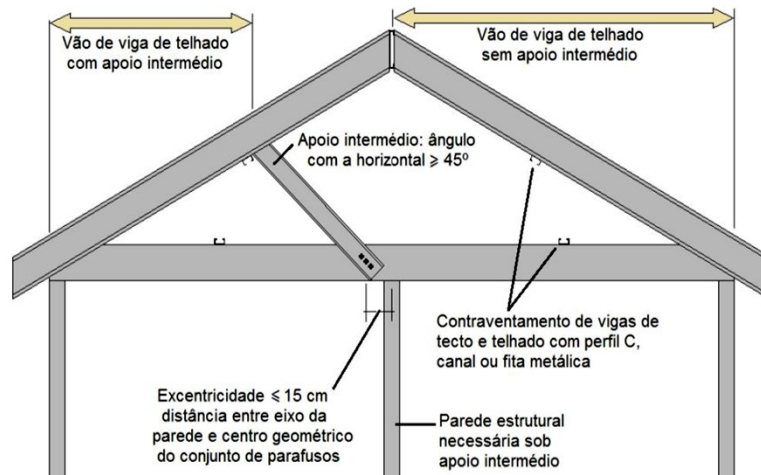


Figura 56– Cobertura-tipo
(Silvestre et al., 2013).

Os vãos máximos deverão ser determinados com recurso à Figura 56, à Tabela 23 e às tabelas seguintes. As vigas de teto deverão ter no mínimo 4 cm de largura apoiada nos montantes, e para apoio das vigas de cobertura. Em cada apoio, e quando assim considerado nas tabelas, deverão ser aplicados reforços de apoio. Se o sótão for habitável ou sujeito a cargas acima de $0,24 \text{ kN/m}^2$, deverá ser tratado como um piso independente, sendo as vigas de teto consideradas vigas de pavimento. O contraventamento da face inferior está garantido pela aplicação do gesso cartonado e na face superior deverá ser usada fita metálica ou placa OSB. A ligação entre vigas de cobertura e a cumeeira, deverá ser montado pela aplicação de “clips” ou troços de cantoneira e os beirados não deverão exceder 0,6m em consola (ver Figura 57).

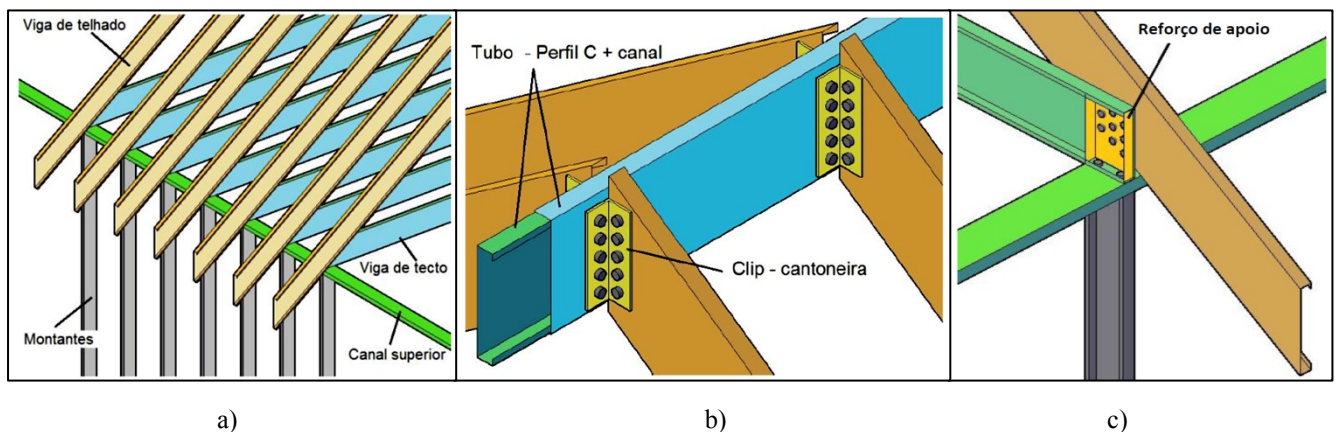


Figura 57– Pormenor da ligação de cobertura
a) montante, viga de teto e viga de cobertura b) na cumeeira c) no beirado, com reforço de apoio
(Silvestre et al., 2013).

Perfil	Contraventamento lateral da aba superior					
	Inexistente		1/2 vão		3 pontos	
	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm
C90 / 0,8	2,79	2,51	3,58	3,07	3,58	3,15
C90 / 1,1	3,02	2,69	3,91	3,40	3,91	3,40
C90 / 1,4	3,25	2,90	4,19	3,66	4,19	3,66
C90 / 1,7	3,53	3,15	4,47	3,91	4,47	3,91
C90 / 2,5	4,14	3,66	4,93	4,29	4,93	4,29
C140 / 0,8	3,18	2,87	4,39	3,86	4,98	4,22
C140 / 1,1	3,40	3,07	4,75	4,22	5,49	4,70
C140 / 1,4	3,66	3,28	5,05	4,50	5,92	5,08
C140 / 1,7	3,94	3,53	5,38	4,83	6,38	5,51
C140 / 2,5	4,55	4,01	6,05	5,38	7,06	6,17
C200 / 0,8	3,56	3,20	5,00	4,50	5,92	5,05
C200 / 1,1	3,81	3,43	5,33	4,83	6,45	5,66
C200 / 1,4	4,06	3,63	5,66	5,11	6,88	6,10
C200 / 1,7	4,34	3,89	5,99	5,38	7,29	6,50
C200 / 2,5	4,93	4,39	6,65	5,94	8,00	7,16
C250 / 1,1	4,06	3,68	5,72	5,16	6,99	6,25
C250 / 1,4	4,32	3,89	6,05	5,44	7,37	6,63
C250 / 1,7	4,62	4,14	6,40	5,77	7,77	7,01
C250 / 2,5	5,21	4,62	7,06	6,32	8,51	7,65
C300 / 1,1	4,29	3,86	6,05	5,46	7,39	6,55
C300 / 1,4	4,57	4,09	6,38	5,77	7,80	7,04
C300 / 1,7	4,85	4,37	6,76	6,07	8,23	7,42
C300 / 2,5	5,44	4,85	7,42	6,65	8,94	8,05

Tabela 23– Vãos máximos em vigas de teto de vão único com reforços de apoio, sótão inacessível (Silvestre et al., 2013).

Perfil	Contraventamento lateral da aba superior					
	Inexistente		1/2 vão		3 pontos	
	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm
C90 / 0,8	3,76	3,33	4,09	3,33	4,09	3,33
C90 / 1,1	4,11	3,68	4,98	4,06	4,98	4,06
C90 / 1,4	4,50	3,99	5,59	4,57	5,59	4,57
C90 / 1,7	4,98	4,39	5,99	5,11	5,99	5,11
C90 / 2,5	5,94	5,23	6,60	5,77	6,60	5,77
C140 / 0,8	4,27	3,84	5,54	4,52	5,54	4,52
C140 / 1,1	4,62	4,14	6,38	5,51	6,73	5,51
C140 / 1,4	5,00	4,47	6,83	5,92	7,59	6,20
C140 / 1,7	5,46	4,85	7,34	6,53	8,53	6,96
C140 / 2,5	6,45	5,69	8,41	7,44	9,47	8,28
C200 / 0,8	4,75	4,29	6,48	4,83	6,48	4,83
C200 / 1,1	5,13	4,60	7,16	6,45	8,38	6,83
C200 / 1,4	5,51	4,93	7,59	6,83	9,19	8,08
C200 / 1,7	5,97	5,33	8,13	7,29	9,80	8,71
C200 / 2,5	6,96	6,15	9,19	8,18	10,92	9,73
C250 / 1,1	5,46	4,93	7,65	6,88	9,30	7,54
C250 / 1,4	5,87	5,26	8,10	7,29	9,86	8,86
C250 / 1,7	6,32	5,64	8,66	7,77	10,46	9,40
C250 / 2,5	7,29	6,45	9,70	8,64	11,58	10,36
C300 / 1,1	5,77	5,18	8,08	7,26	9,86	7,44
C300 / 1,4	6,15	5,51	8,56	7,70	10,41	9,37
C300 / 1,7	6,63	5,92	9,09	8,18	11,02	9,93
C300 / 2,5	7,57	6,73	10,16	9,07	12,14	10,87

Tabela 24– Vãos máximos em vigas de teto de dois vãos com reforços de apoio, sótão inacessível (Silvestre et al., 2013).

Perfil	Contraventamento lateral da aba superior					
	Inexistente		1/2 vão		3 pontos	
	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm
C90 / 0,8	2,44	2,13	2,95	2,46	3,02	2,51
C90 / 1,1	2,64	2,34	3,28	2,77	3,30	2,87
C90 / 1,4	2,82	2,51	3,53	3,02	3,53	3,07
C90 / 1,7	3,05	2,72	3,78	3,30	3,78	3,30
C90 / 2,5	3,53	3,12	4,14	3,63	4,14	3,63
C140 / 0,8	2,79	2,51	3,71	3,18	4,04	3,35
C140 / 1,1	3,00	2,69	4,06	3,51	4,50	3,78
C140 / 1,4	3,18	2,87	4,37	3,81	4,90	4,14
C140 / 1,7	3,43	3,05	4,67	4,09	5,31	4,52
C140 / 2,5	3,89	3,45	5,21	4,60	5,97	5,11
C200 / 0,8	3,12	2,82	4,37	3,78	4,85	4,06
C200 / 1,1	3,33	3,00	4,70	4,17	5,46	4,70
C200 / 1,4	3,56	3,20	4,95	4,45	5,87	5,08
C200 / 1,7	3,78	3,40	5,26	4,72	6,27	5,49
C200 / 2,5	4,24	3,78	5,66	5,18	6,93	6,12
C250 / 1,1	3,58	3,23	5,03	4,52	6,05	5,21
C250 / 1,4	3,78	3,40	5,31	4,78	6,43	5,66
C250 / 1,7	4,04	3,61	5,61	5,05	6,81	6,07
C250 / 2,5	4,50	4,01	6,15	5,51	7,42	6,65
C300 / 1,1	3,78	3,40	5,31	4,78	6,32	5,49
C300 / 1,4	3,99	3,58	5,61	5,05	6,83	6,12
C300 / 1,7	4,24	3,81	5,92	5,33	7,21	6,48
C300 / 2,5	4,70	4,22	6,45	5,79	7,82	7,04

Tabela 25– Vãos máximos em vigas de teto de vão único com reforços de apoio, sótão acessível (Silvestre et al., 2013).

Perfil	Contraventamento lateral da aba superior					
	Inexistente		1/2 vão		3 pontos	
	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm
C90 / 0,8	3,18	2,59	3,18	2,59	3,18	2,59
C90 / 1,1	3,56	3,15	3,86	3,15	3,86	3,15
C90 / 1,4	3,89	3,43	4,34	3,53	4,34	3,53
C90 / 1,7	4,27	3,76	4,85	3,96	4,85	3,96
C90 / 2,5	5,05	4,39	5,56	4,70	5,56	4,70
C140 / 0,8	3,73	3,35	4,29	3,35	4,29	3,35
C140 / 1,1	4,04	3,61	5,23	4,27	5,23	4,27
C140 / 1,4	4,34	3,89	5,84	4,80	5,89	4,80
C140 / 1,7	4,72	4,19	6,32	5,38	6,60	5,38
C140 / 2,5	5,49	4,85	7,19	6,25	7,90	6,43
C200 / 0,8	4,17	3,28	4,47	3,28	4,47	3,28
C200 / 1,1	4,50	4,04	6,25	5,31	6,48	5,31
C200 / 1,4	4,80	4,29	6,65	5,94	7,67	6,25
C200 / 1,7	5,18	4,62	7,09	6,35	8,43	7,06
C200 / 2,5	5,94	5,26	7,92	7,06	9,42	8,23
C250 / 1,1	4,80	4,32	6,71	5,26	7,01	5,26
C250 / 1,4	5,11	4,57	7,11	6,40	8,51	6,96
C250 / 1,7	5,49	4,90	7,54	6,78	9,14	8,10
C250 / 2,5	6,25	5,54	8,38	7,49	10,06	8,99
C300 / 1,1	5,05	4,55	6,88	5,05	6,88	5,05
C300 / 1,4	5,36	4,83	7,49	6,76	9,14	7,54
C300 / 1,7	5,74	5,16	7,95	7,14	9,65	8,66
C300 / 2,5	6,53	5,79	8,79	7,87	10,57	10,39

Tabela 26– Vãos máximos em vigas de teto de dois vãos com reforços de apoio, sótão acessível (Silvestre et al., 2013).

As vigas de cobertura também deverão ter no mínimo 4 cm de largura apoiada nos montantes e aparafusadas as vigas de teto (ver Figura 57). As vigas de cobertura deverão ser determinadas com recurso à Tabela 27, e a ação do vento deverá ser convertida num valor equivalente de carga de neve de acordo com a Tabela 28 (Silvestre et al., 2013).

Perfil	Sobrecarga de neve (kN/m ²)							
	1,0		1,4		2,4		3,4	
	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm	// 40 cm	// 60 cm
C140 / 0,8	3,86	3,15	3,58	2,92	3,02	2,46	2,69	2,18
C140 / 1,1	4,70	3,84	4,34	3,56	3,68	3,00	3,25	2,67
C140 / 1,4	3,96	4,32	4,90	3,99	4,17	3,40	3,68	3,00
C140 / 1,7	5,51	4,83	5,26	4,50	4,67	3,81	4,11	3,38
C140 / 2,5	6,12	5,33	5,82	5,08	5,21	4,27	4,75	4,01
C200 / 0,8	4,70	3,48	4,37	3,00	3,23	2,16	2,51	1,68
C200 / 1,1	5,82	4,75	5,41	4,42	4,60	3,73	4,04	3,28
C200 / 1,4	6,88	5,61	6,40	5,21	5,41	4,42	4,80	3,91
C200 / 1,7	7,49	6,32	7,11	5,87	6,10	4,98	5,38	4,39
C200 / 2,5	8,31	7,24	7,92	6,91	7,09	5,97	6,48	5,28
C250 / 1,1	6,45	5,26	5,99	4,88	5,08	3,99	4,50	3,12
C250 / 1,4	7,65	6,25	7,09	5,79	6,02	4,29	5,31	4,34
C250 / 1,7	8,99	7,47	8,46	6,93	7,21	5,87	6,40	5,21
C250 / 2,5	9,75	8,74	9,53	8,31	8,53	7,06	7,65	6,25
C300 / 1,1	7,01	5,54	6,50	4,75	5,11	3,43	4,01	2,67
C300 / 1,4	8,31	6,78	7,70	6,27	6,53	5,33	5,77	4,70
C300 / 1,7	9,78	7,98	9,07	7,39	7,70	6,27	6,81	5,54
C300 / 2,5	11,68	10,21	11,13	9,60	9,96	8,15	8,84	7,19

Tabela 27– Vãos máximos, em planta, em vigas de cobertura (Silvestre et al., 2013).

Velocidade do vento e exposição		Inclinação da cobertura									
A	B	3:12	4:12	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12
113		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,4	1,4	1,4	1,4
129	113	1,0	1,0	1,0	1,0	1,4	1,4	1,4	1,4	2,4	2,4
145	129	1,0	1,0	1,0	1,0	1,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
161	145	1,4	1,4	1,4	2,4	2,4	2,4	3,4	3,4	3,4	-
177	161	1,4	2,4	2,4	2,4	3,4	3,4	3,4	-	-	-
	177	2,4	2,4	2,4	3,4	3,4	-	-	-	-	-

Tabela 28– Equivalência entre velocidade do vento e sobrecarga de neve (kN/m²) (Silvestre et al., 2013).

3.2.3.4 Ligações

Paredes com as Fundações:

As fundações deverão ser executadas de modo idêntico à construção tradicional (fundação em sapata corrida), e são sujeitas a cálculos fora do âmbito deste método. Existe, no entanto, requisitos mínimos para as ligações entre montantes de parede e fundações e também a fixação das vigas de qualquer piso (pavimento) à fundação.

Esses requisitos são efetuados de acordo com o estipulado na Tabela 29.

Em cada linha desta tabela, mostra-se uma solução de fixação preconizada pelo método prescritivo (Silvestre et al., 2013).

Tipo de fixação	Velocidade do vento, exposição e zona sísmica		
	113 km/h, exp A, sism B-D	145 km/h exp A ou 113 km/h exp B	145 km/h exp B
Canal inferior / viga pavimento	1 parafuso #8 // 30 cm	1 parafuso #8 // 30 cm	2 paraf. #8 // 30 cm
Canal inferior / fundação	Bucha M12 // 1,8 m	Bucha M12 // 1,8 m	Bucha M12 // 1,2 m
Canal inferior / reforço	4 parafusos #8 // 1,2 m	4 parafusos #8 // 0,9 m	4 parafusos #8 // 0,6 m
Reforço vento montantes // 40 cm	-	-	0,95 kN/m
Reforço vento montantes // 60 cm	-	-	1,46 kN/m

Tabela 29 – Requisitos de ligações entre paredes e fundação ou pavimento (Silvestre et al., 2013).

O canal inferior deve ser fixo à fundação de acordo com a Figura 58, sendo os espaçamentos máximos os permitidos pela Tabela 29. As buchas comuns devem entrar 38 cm em alvenaria e 18 cm em betão, e as das esquinas não devem estar a mais de 30 cm do extremo do canal. A força de tração disponível nas fixações deverá ser definida de acordo com a Tabela 30. Curiosamente, a força é definida em função do espaçamento dos parafusos que fixam o revestimento (painéis em OSB), que poderá influir na resistência do diafragma (Silvestre et al., 2013).

Altura da parede	Espaçamento de fixação do revestimento da parede			
	15	10	7,5	5
2,4	15,1	20,9	25,2	26,9
2,7	17,0	23,6	28,3	30,3
3,0	18,9	26,2	31,5	33,7

Tabela 30– Força de tração mínima (kN) disponível nas fixações à fundação (Silvestre et al., 2013).

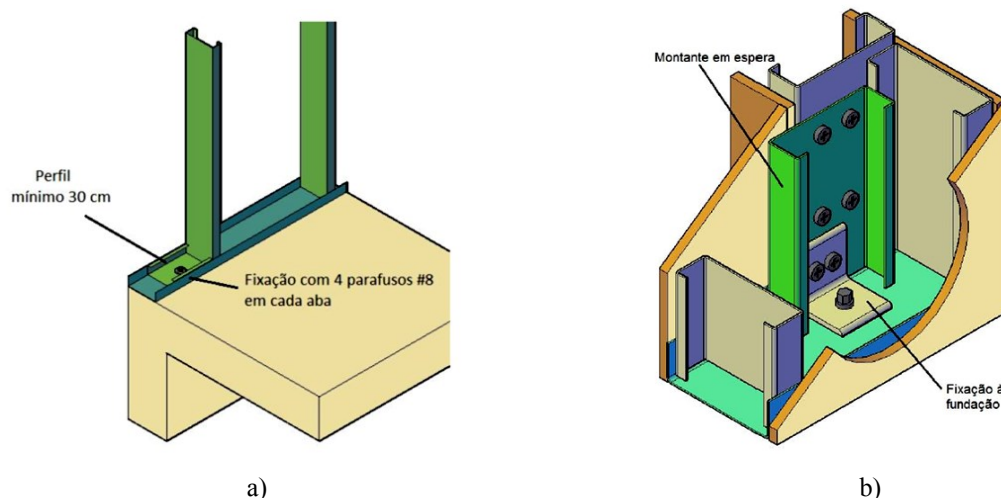


Figura 58– Pormenor da ligação de parede estrutural a fundação
a) canal inferior de parede b) esquina
(Silvestre et al., 2013).

Paredes com Paredes:

Os painéis de OSB ou de gesso cartonado devem ser fixos de acordo com a Figura 59, sendo os espaçamentos máximos os permitidos pela Tabela 31 (Silvestre et al., 2013).

Ligação	Parafusos	Espaçamento
Montante / Canais inf. e sup.	2 x #8	Em cada aba do perfil
Revestimento de OSB	#8 de embeber cabeça ≥ 8 mm	15 cm no contorno 30 cm em apoios intermédios
Gesso cartonado	#6	30 cm

Tabela 31– Fixações de OSB ou de gesso cartonado

(Silvestre et al., 2013).

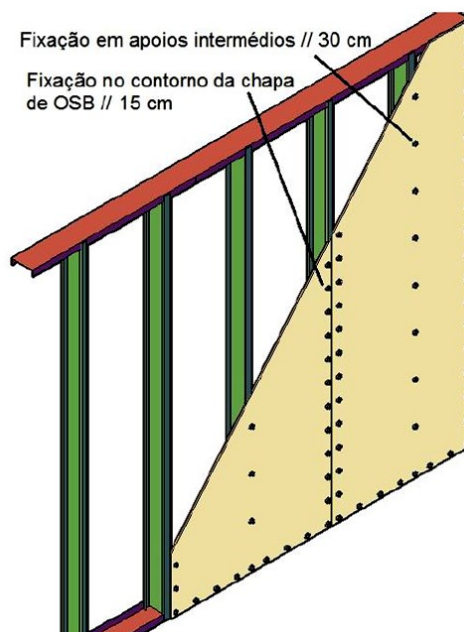


Figura 59– Fixação dos painéis de OSB (ou de gesso cartonado).

(Silvestre et al., 2013).

O revestimento estrutural / diafragma, de preferência em OSB, deverá ser aplicado numa área de pelo menos 20% de todas as paredes contraventadas. No cálculo desta área apenas serão considerados os troços interrompidos com mais de 1,1 m de comprimento. Adicionalmente, o OSB deverá ser disposto com a maior dimensão ao longo da altura vertical, e com peças de pelo menos 1,1 m de comprimento em cada canto. No que concerne aos requisitos mínimos para cálculo da fixação à fundação, a percentagem de área requerida na Tabela 32 pode ser multiplicada por 0,6, quando nos extremos de cada parede exterior houver fixações capazes de resistir a uma tração de 19 kN cada (Silvestre et al., 2013).

Carga aplicada na parede	Declive da cobertura	Ângulo da cobertura (°)	Velocidade do vento (km/h) e exposição				
			113 A	129 A	145 A	113 B	129 B
Apenas teto e cobertura (piso térreo ou 2º piso de edifício de 2 pisos)	3:12	14	8	9	12	16	20
	6:12	27	12	15	20	26	35
	9:12	37	21	25	30	50	58
	12:12	45	30	35	40	66	75
1 piso, teto e cobertura (piso térreo de edifício de 2 pisos)	3:12	14	24	30	35	50	66
	6:12	27	25	30	40	58	74
	9:12	37	35	40	55	74	91
	12:12	45	40	50	65	100	115

Carga aplicada na parede	Zona sísmica D	Zona sísmica C	Zona sísmica B
Apenas teto e cobertura	6	6	19
1 piso, teto e cobertura	13	13	40

Tabela 32– Percentagem mínima de painéis de parede exterior com revestimento em todo o pé-direito (Silvestre et al., 2013).

Em áreas particularmente sísmicas e/ou ventosas, estes requisitos devem ser seguidos ao construir na zona sísmica A ou quando o vento possa exceder 145 km/h. Quando não sejam seguidos, pelo edifício ou partes do mesmo, essas partes deverão ser objeto de cálculo (Silvestre et al., 2013).

As emendas de canais deverão ser executadas conforme a Figura 60, sendo os parafusos mínimos os permitidos pela Tabela 33 (Silvestre et al., 2013).

Velocidade do vento	Parafusos
161 km/h	6
177 km/h	11

Tabela 33– Requisitos de fixação (nº mínimo de parafusos #8) em emendas do canal (Silvestre et al., 2013).

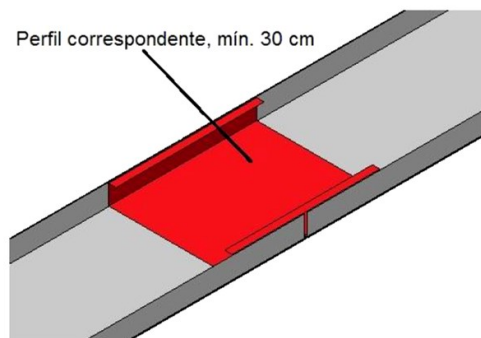


Figura 60– Emenda de canal. (Silvestre et al., 2013).

O comprimento do edifício não deverá exceder 4 vezes a largura, aplicando-se a mesma relação aos diafragmas no teto e pavimento (delimitados pelas paredes contraventadas, mesmo que apenas nos seus extremos). Quando a fachada se afastar mais de 1,2 m do seu plano deverão considerar-se estruturas separadas, com o devido reforço na interface, conforme a Figura 61. (Silvestre et al., 2013).

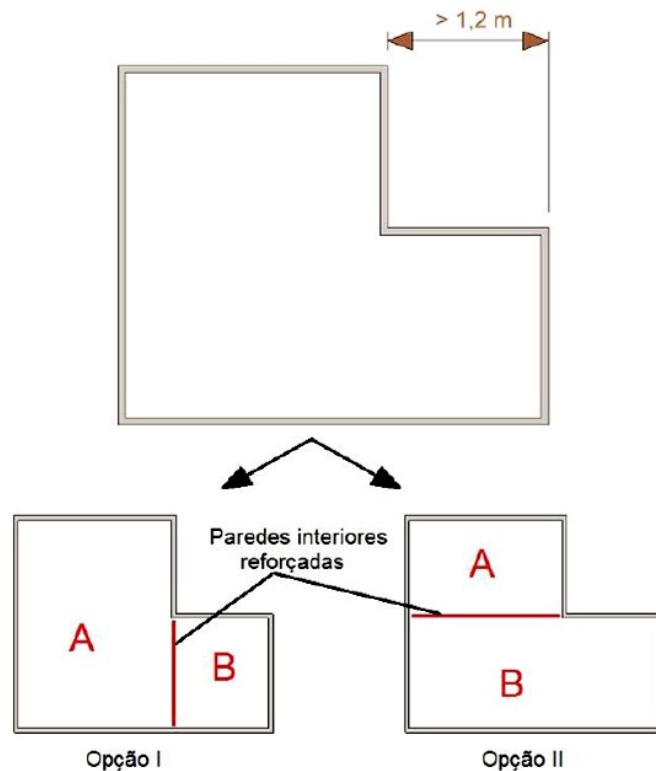


Figura 61– Configuração do edifício

(Silvestre et al., 2013).

Aplicam-se as mesmas disposições às ligações entre painéis de paredes de dois pisos consecutivos (Figura 62) e com as devidas adaptações, à fixação das paredes à fundação. Neste caso deverá ser usado a Tabela 34, tanto para os parafusos como para a fita metálica (Silvestre et al., 2013).

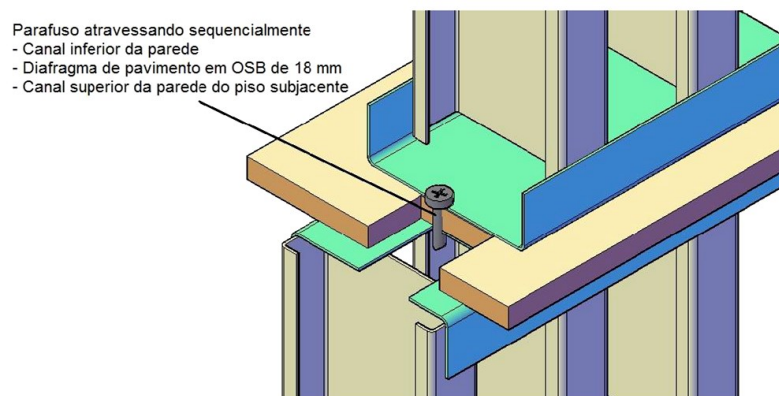


Figura 62– Pormenor da fixação de diafragma de pavimento

(Silvestre et al., 2013).

Espaçamento in-line framing	Vão da cobertura	Velocidade do vento		
		145 km/h	161 km/h	177 km/h
		Ligação parede/fundação ou parede/pavimento		
Equivalente em parafusos #8 e fita metálica				
30 cm	7,3	1	1	1
	8,5	1	1	1
	9,8	1	2	2
	11,0	1	2	2
40 cm	7,3	1	1	2
	8,5	1	1	2
	9,8	1	2	2
	11,0	1	2	2
48 cm	7,3	1	1	2
	8,5	1	2	2
	9,8	1	2	2
	11,0	1	2	2
60 cm	7,3	1	2	2
	8,5	1	2	2
	9,8	2	2	3
	11,0	2	2	3

Tabela 34– Numero de parafusos na ligação entre parede e fundação/pavimento (Silvestre et al., 2013).

Vergas com os Montantes:

As fixações das vergas ao montante deverão obedecer a requisitos mínimos de fixação, conforme a Tabela 35.

Vão	Velocidade do vento, exposição e zona sísmica		
	113 km/h exp Zona A	144 km/h exp Zona A	144 km/h exp Zona C
	Zonas B-D	113 km/h exp Zona B	
Até 1,22 m	4 x #8	4 x #8	6 x #8
De 1,23 até 2,44 m	4 x #8	4 x #8	8 x #8
De 2,45 até 3,66 m	4 x #8	6 x #8	10 x #8
De 3,67 até 4,88 m	4 x #8	8 x #8	12 x #8

Tabela 35– Requisitos mínimos de fixação (número e tipo de parafusos) da verga ao montante (Silvestre et al., 2013).

Paredes com as Lajes:

As vigas de pavimento deverão ser contraventadas pela aplicação e fixação do diafragma (geralmente, em OSB de 18 mm de espessura) nas faces superiores de acordo com a Figura 63. Os pormenores podem ser observados na Figura 63 e nas Figuras seguintes, nomeadamente a ligação entre viga de pavimento e o canal de parede de suporte interior, com reforço de apoio em C e ligação com cantoneira (ver Figura 64). Cada reforço de apoio deverá ser ligado através de um mínimo de 4 parafusos #8 na alma e a cantoneira com um mínimo de 2 parafusos #8 por aba. No caso de existir uma

descontinuidade da viga, deve-se efetuar uma sobreposição mínima de 15 cm. Sempre que possível, esta emenda deverá ser realizada sobre um apoio e sempre superior à largura do canal da parede inferior (ver Figura 65). A ligação da viga “back-to-back” deverá ser realizada através de um mínimo de 4 parafusos #8 nas almas e um mínimo de 2 parafusos #8 por aba de cada viga. (Silvestre et al., 2013).

Os requisitos mínimos estão mencionados na Tabela 36.

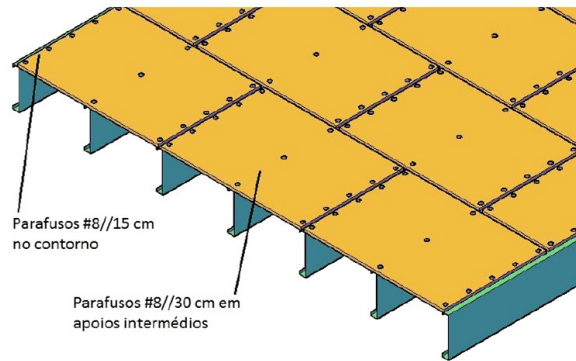


Figura 63– Pormenor de fixação do pavimento
(Silvestre et al., 2013).

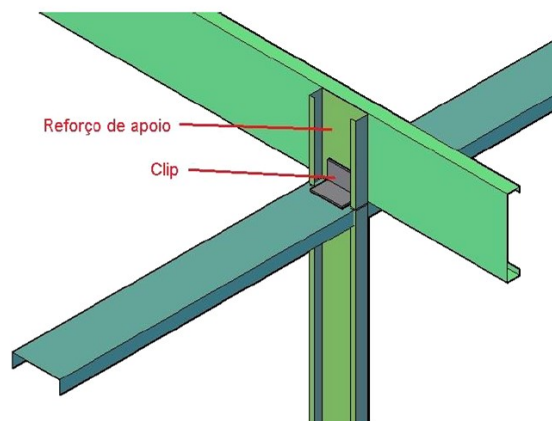


Figura 64– Viga contínua apoiada em parede estrutural
(Silvestre et al., 2013).

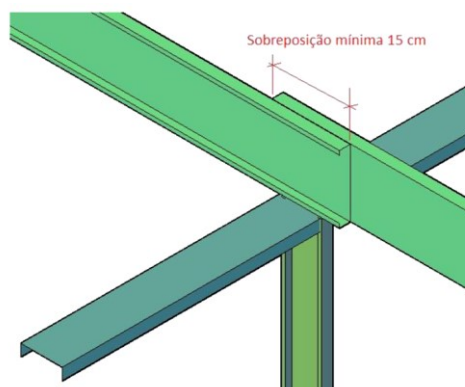


Figura 65– Viga descontinua apoiada em parede estrutural
(Silvestre et al., 2013).

Ligação (pormenor)	Número e tipo de parafusos	Espaçamento
Viga de pavimento / canal de parede de suporte interior	2 parafusos #8	Em cada viga
Viga de pavimento / canal no extremo da viga (regra geral, parede exterior)	2 parafusos #8	1/aba, 2/reforço de apoio
Viga de pavimento / diafragma de pavimento	parafusos #8	0,15 m nos extremos, 0,25 m em apoios intermédios

Nota 1: Os diâmetros de parafusos mencionados são valores mínimos.

Nota 2: Os parafusos de diafragmas deverão ter cabeças planas ou similares com um diâmetro mínimo de 7 mm.

Tabela 36– Ligações do pavimento
(Silvestre et al., 2013).

Em vãos que excedam 3,6 m, deverá ser aplicado um travamento adicional nas faces inferiores. Neste caso, pode recorrer-se a gesso cartonado com parafusos de 3,5 mm (mínimo) ou, no caso mais comum, a fita metálica de 0,84 x 38 mm (mínimos) fixa com parafusos de 4,2 mm (mínimo), um em cada viga e dois em cada apoio (Figura 66). (Silvestre et al., 2013).

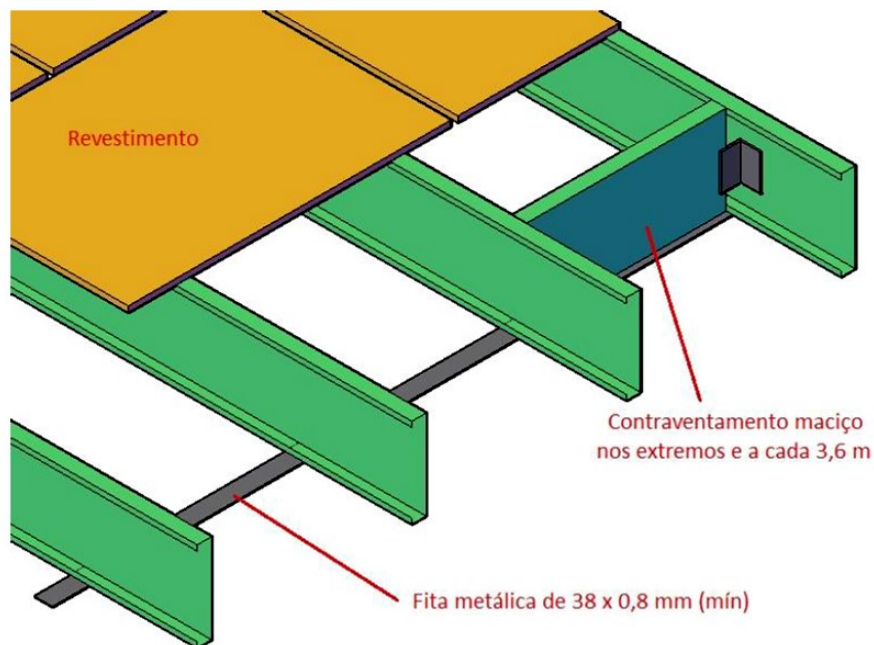


Figura 66– Contraventamento adicional do pavimento.
(Silvestre et al., 2013).

Finalmente, refere-se que as aberturas no pavimento (Figura 67) deverão ter vigas mestras nas faces perpendiculares às restantes vigas de pavimento. Cada uma das vigas mestras deverá ser limitada a 2,4 m de comprimento e fixa às restantes vigas com um mínimo de 4 cantoneiras (“clips”), cuja espessura deverá ser igual ou superior às vigas a ligar. As vigas mestras deverão ter secções tubulares compostas de C e U, fixados nas abas (Silvestre et al., 2013).

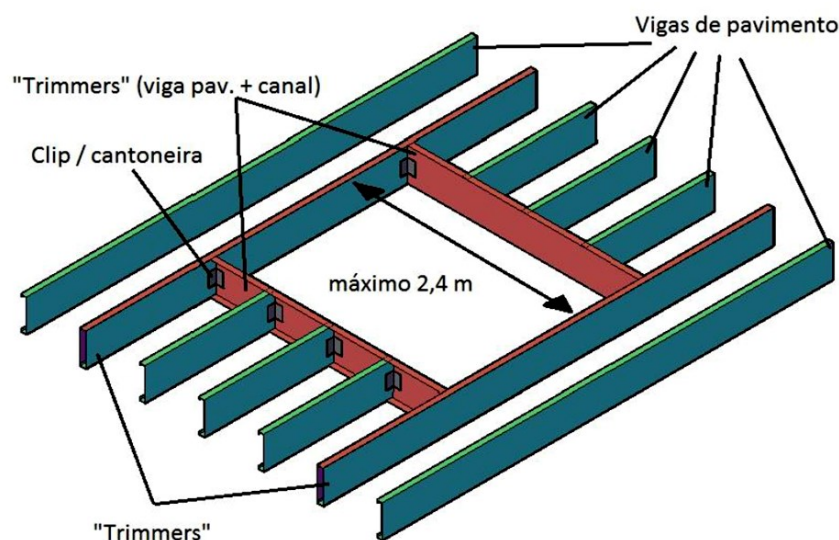


Figura 67– Abertura no pavimento
(Silvestre et al., 2013).

Paredes com a Cobertura:

Os Requisitos de fixação dos vários elementos da cobertura estão mencionados na Tabela 37 e nas tabelas seguintes. Os pormenores podem ser observados na Figura 57.

Interface	Parafusos	Espaçamento
Viga de teto / canal superior da parede subjacente	2 x #10	Em cada viga
Revestimento da cobertura (OSB 11 mm)	#8	15 cm no contorno, 30 cm em apoios intermédios
Treliça / Parede subjacente	2 x #10	Em cada treliça
Treliça da empena / canal superior da parede subjacente	#10	30 cm

Tabela 37– Requisitos de fixação dos vários elementos da cobertura
(Silvestre et al., 2013).

Inclinação da cobertura	Largura do edifício (m) / Sobrecarga de neve (kN)															
	7,3				8,5				9,8				11,0			
	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4	1,0	1,4	2,4	3,4
3/12	5	6	9	12	6	7	10	13	7	8	12	15	8	9	13	17
4/12	4	5	7	9	5	6	8	10	6	6	9	12	6	7	10	13
5/12	4	4	6	7	4	5	7	9	5	5	8	10	5	6	9	11
6/12	3	4	5	7	4	4	6	8	4	5	7	9	4	5	7	10
7/12	3	3	5	6	3	4	5	7	4	4	6	8	4	5	7	9
8/12	3	3	4	5	3	3	5	6	3	4	5	7	4	4	6	8
9/12	2	3	4	5	3	3	4	6	3	4	5	6	3	4	6	7
10/12	2	3	4	5	3	3	4	5	3	3	5	6	3	4	5	7
11/12	2	3	4	4	3	3	4	5	3	3	5	6	3	4	5	6
12/12	2	3	3	4	2	3	4	5	3	3	4	6	3	4	5	6

Tabela 38– Número de parafusos #10 nas ligações entre vigas de cobertura e vigas de teto
(Silvestre et al., 2013).

Largura do edifício	Sobrecarga de neve (kN/m ²)			
	≤ 1,0	≤ 1,4	≤ 2,4	≤ 3,4
7,3	2	3	4	4
8,5	2	3	4	5
9,8	3	3	4	5
11,0	3	4	5	6

Tabela 39– Número de parafusos #10 nas ligações entre vigas de cobertura e de cumeeira (Silvestre et al., 2013).

Há requisitos adicionais nos esforços nas ligações à cumeeira em zonas ventosas. Nestas ligações quando a velocidade do vento exceda 145 km/h. Deverão ser cumpridos os limites da Tabela 40.

Cobertura		Velocidade do vento					
Declive	Largura	145	161	177	145	161	177
		Parafusos #8 necessários			Resistência necessária (kN/m)		
3:12	7,3	2	2	3	6,86	9,01	11,38
	8,5	2	3	3	8,00	10,49	13,27
	9,8	2	3	3	9,14	12,00	15,17
	11,0	3	3	4	10,28	13,50	17,06
4:12	7,3	2	2	3	5,46	7,15	11,04
	8,5	2	2	3	6,37	8,33	10,49
	9,8	2	2	3	7,28	9,51	12,00
	11,0	2	3	3	8,19	10,71	13,50
5:12	7,3	1	2	2	4,17	5,49	6,93
	8,5	1	2	2	4,88	6,40	8,08
	9,8	2	2	2	5,57	7,32	9,24
	11,0	2	2	3	6,27	8,23	10,39
6:12	7,3	1	1	2	3,78	4,94	6,22
	8,5	1	2	2	4,42	5,76	7,26
	9,8	2	2	2	5,05	6,60	8,30
	11,0	2	2	2	5,67	7,42	9,34
7:12 - 12:12	7,3	1	1	2	3,55	4,62	5,79
	8,5	1	2	2	4,14	5,38	6,76
	9,8	2	2	2	4,73	6,15	7,72
	11,0	2	2	2	5,33	6,93	8,69

Tabela 40– Requisitos da ligação à viga de cumeeira (Silvestre et al., 2013).

3.3 DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO A NORMA EN 1993-1-3 PARA OS PERFIS EM AÇOS ENFORMADOS A FRIO.

A análise da segurança em relação aos estados limites últimos de estabilidade de perfis de aço enformados a frio é feita pela EN1993-1-3. Em seguida é representado vários tipos de esforços atuantes para o dimensionamento de perfis de aço enformados a frio.

3.3.1 Resistência da secção

Resistência à compressão

Para que a segurança seja verificada, a seguinte condição deve ser verificada aquando do dimensionamento (EN1993-1-1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5)$$

em que:

N_{Ed} - esforço axial atuante na secção;

$N_{c,Rd}$ - esforço axial de compressão resistente da secção

O esforço axial de compressão resistente da secção pode ser obtido por duas formas, dependendo do correspondente valor da área efetiva (EN1993-1-3).

Se A_{eff} é inferior à A_g

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad (6)$$

Se A_{eff} é igual à A_g

$$N_{c,Rd} = A_g (f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb})4(1 - \lambda / \lambda_{el})) / \gamma_{M0} \quad (7)$$

Mas inferior a $A_g f_{ya} / \gamma_{M0}$

em que:

A_{eff} - área efetiva da secção quando sujeita ao esforço de compressão;

A_g - área bruta da secção transversal (pois quando uma secção está sujeita a um esforço de tração, toda a sua área é efetiva);

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança relativo à resistência das secções

f_{yb} - tensão de cedência base

f_{ya} - tensão de cedência média

λ - esbelteza relativa

λ_{el} - esbelteza limite;

Para elementos não reforçados, $\lambda = \lambda_p$ (quando estes são interiores $\lambda_{el} = 0,673$, e quando são exteriores $\lambda_{el} = 0,748$).

Para elementos reforçados, $\lambda = \lambda_d$ e $\lambda_{el} = 0,650$.

Resistência à flexão

Para que a segurança seja verificada, a seguinte condição deve ser verificada aquando do dimensionamento (EN1993-1-1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (8)$$

em que:

M_{Ed} - momento atuante (positivo ou negativo) segundo cada um dos eixos;

$M_{c,Rd}$ - momento resistente da secção em relação a um momento atuante (positivo ou negativo) segundo cada um dos eixos;

Tal como para o esforço axial de compressão resistente, o momento fletor resistente pode também ser obtido por duas formas, dependendo do valor do módulo de flexão efetivo (EN1993-1-3).

Se W_{eff} é inferior a W_{el}

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad (9)$$

Se W_{eff} é igual a W_{el}

$$M_{c,Rd} = f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el})4(1 - \lambda / \lambda_{el})) / \gamma_{M0} \quad (10)$$

Mas inferior a $W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

em que:

W_{eff} - módulo de flexão efetivo da secção quando sujeita ao momento fletor (podendo ser em y ou z e positivo ou negativo, de acordo com o sinal e a direcção do momento atuante);

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança relativo à resistência das secções

f_{yb} - tensão de cedência base

W_{el} - módulo elástico de flexão da secção;

W_{pl} - módulo plástico de flexão da secção;

Para elementos não reforçados, $\lambda = \lambda_p$ (quando estes são interiores, $\lambda_{el} = 0,673$, e quando são exteriores, $\lambda_{el} = 0,748$).

Para elementos reforçados, $\lambda = \lambda_d$ e $\lambda_{el} = 0,650$. Para elementos duplamente suportados (alma)

$\lambda = \lambda_p$ e $\lambda_{el} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055(3 + \Psi)}$, onde Ψ é o rácio das tensões nas extremidades da alma;

Para que a segurança seja verificada, a seguinte condição também deve ser verificada aquando do dimensionamento:

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2} \quad (11)$$

$V_{c,Rd}$ é o esforço transversal resistente dado pela seguinte expressão

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_{yb} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

em que:

V_{Ed} - esforço transversal atuante;

A_{eff} - área efetiva da secção quando sujeita ao esforço de compressão;

f_{yb} - tensão de cedência base

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança relativo à resistência das secções

Resistência à flexão composta com compressão

Para que a segurança seja verificada, a seguinte condição deve ser verificada aquando do dimensionamento (EN1993-1-1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1 \quad (13)$$

Em que:

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} e_{Ny}$$

$$\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} e_{Nz}$$

N_{Ed} - esforço axial atuante na secção;

$N_{c,Rd}$ - esforço axial de compressão resistente da secção

M_{Ed} - momento atuante (positivo ou negativo) segundo cada um dos eixos;

$M_{c,Rd}$ - momento resistente da secção em relação a um momento atuante (positivo ou negativo) segundo cada um dos eixos;

e_N - excentricidade entre os centros de gravidade das secções efetiva e bruta

3.3.2 Resistência do elemento

Resistência à encurvadura por flexão

Para que a segurança seja verificada, a seguinte condição deve ser verificada aquando do dimensionamento (EN1993-1-1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (14)$$

em que:

N_{Ed} - esforço axial atuante na secção;

$N_{b,Rd}$ - esforço axial resistente do elemento à encurvadura

O esforço axial resistente do elemento à encurvadura, é dado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (15)$$

em que:

A_{eff} - área efetiva

f_y - tensão nominal de cedência

γ_{M1} - coeficiente parcial de segurança relativo à encurvadura

O coeficiente de redução de resistência à encurvadura do elemento, é obtido através de:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas} \quad \chi \leq 1,0 \quad (16)$$

onde

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

N_{cr} - carga crítica elástica de flexão

E - módulo de elasticidade do material

I - momento principal de inércia

L - comprimento de encurvadura

λ - esbelteza relativa

$\alpha = 0,34$

Resistência à encurvadura lateral

Não é necessário verificar a resistência à encurvadura lateral porque as vigas estarão contraventadas, logo usar-se-á apenas a resistência da secção.

3.3.3 Deformação

Para o dimensionamento da deslocação vertical dos perfis é dimensionado em relação aos estados limites de utilização. Em seguida é representado na (Figura 68) e respetivo quadro para os limites dos deslocamentos vertical, dada pela norma EN1993.

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem pilares (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edificio	L/250	-

NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

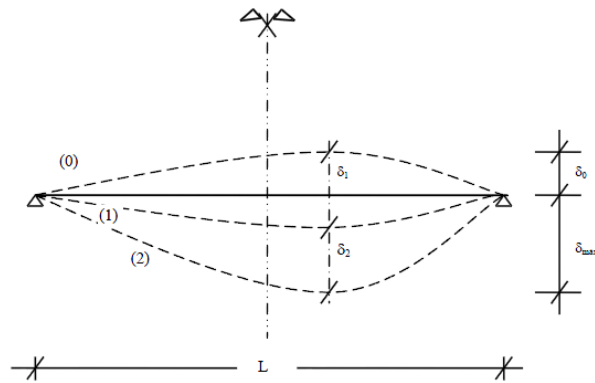


Figura 68– Deslocamentos verticais a considerar.
(EN1993 – Figura e Quadro NA.I)

3.3.4 Ligações ao corte

A resistência da ligação aço-aço 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.

A resistência da ligação aço-aço é dada pelo menor dos valores entre a resistência ao corte do parafuso (expressão 15) e a resistência da chapa ao esmagamento (expressão 16) tal que:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (17)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (18)$$

Em que:

$F_{V,Rd}$ - valor de cálculo da resistência ao corte (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;

d - diâmetro do furo;

t - espessura da placa.

As distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos, em função do diâmetro dos mesmos, apresentam-se na Tabela 41 segundo a norma EN1993-1-8.

Distances and spacings, see Figure 3.1	Minimum	Maximum ^{1) 2) 3)}		
		Structures made from steels conforming to EN 10025 except steels conforming to EN 10025-5		Structures made from steels conforming to EN 10025-5
		Steel exposed to the weather or other corrosive influences	Steel not exposed to the weather or other corrosive influences	Steel used unprotected
End distance e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		The larger of $8t$ or 125 mm
Edge distance e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		The larger of $8t$ or 125 mm
Spacing p_1	$2,2d_0$	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t_{\min}$ or 175 mm
Spacing p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t$ or 200 mm	The smaller of $14t_{\min}$ or 175 mm

d_0 is the hole diameter for a bolt, a rivet or a pin ;

t is the thickness of the plate under the bolt or the nut;

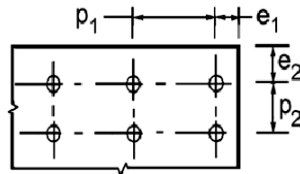


Tabela 41– Distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos (EN1993-1-8 Quadro e Figura).

4.1 METODOLOGIA

Para se projetar a estrutura em LSF, é necessária uma metodologia que facilite a elaboração do projeto e que vai ao encontro de resultados rápidos e eficientes. A seguir, é mostrada uma metodologia que, de acordo com as experimentações realizadas, atinge este objetivo.

1º Passo: Definir as cargas

Cargas Permanentes:

Peso próprio da laje de cobertura é $1,82\text{KN/m}^2$.

Peso próprio da laje de piso é $1,86\text{KN/m}^2$.

Cargas Variáveis:

Tratando-se de um edifício de habitação, a sobrecarga de pavimento de escritório é $3,0\text{ kN/m}^2$. A sobrecarga para coberturas não acessíveis é $0,3\text{ kN/m}^2$. (RSA).

Carga de neve é de 0kN/m^2 porque despreza-se a ação da neve para Albergaria-a-Velha devido a altitude ser inferior a 200m.

Exposição sísmica é a categoria C (ver Figura 49)

Cálculo da carga do vento:

Através dos artigos 20.º e 21.º do RSA, consideramos Albergaria-a-Velha como zona A e com rugosidade do tipo II. Assim, retirámos do artigo 24.º, o valor da pressão dinâmica do vento para a altura de 6 metros $w_k=0,90$.

Pelo quadro I-I, retirámos os seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 0,5 \\ \frac{a}{b} = 2,03 \\ \alpha = 0^\circ \text{ e } \alpha = 90^\circ \end{array} \right. \quad \text{Para a situação mais desfavorável: } A = 0,7; B = -0,5; C = 0,7; D = -0,6$$

Para δ_{pi} :

As quatro fachadas com permeabilidade semelhante:

$$A = B = C = D = -0,3$$

Para a situação mais desfavorável (situação A):

$$\delta_p := 0,3 + 0,7 = 1$$

A expressão para o cálculo da pressão do vento é dada por:

$$p = w_k \times \delta_p$$

$$p = 0,9 \times 1 = 0,9\text{ kN/m}^2$$

Pelo quadro I-II, retirámos os seguintes valores:

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 0,5 \\ \beta = 0 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases} \Rightarrow \text{Para a situação mais desfavorável: } E, G = -0,8 \text{ e } F, H = -0,4$$

Para a situação mais desfavorável (situação E,G):

A expressão para o cálculo da pressão do vento é dada por:

$$p = w_k \times \delta_p$$

$$p = 0,9 \times (-0,8) = -0,72 \text{ kN/m}^2$$

Depois de calculadas estas duas acções, a acção mais desfavorável do vento é:

$$p = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

As cargas totais para as lajes em estados limites últimos e estados limites de utilização estão mencionadas na Tabela 42.

Cargas das Lajes

Designação	Perfil	Perfil			OSB		Lã		Gesso		Revestimentos KN/m ²	Paredes KN/m ²	Total KN/m ²
		espessura (mm)	massa Kg/m	massa KN/m ²	espessura (mm)	massa KN/m ²	espessura (mm)	massa KN/m ²	espessura (mm)	massa KN/m ²			
Laje de cobertura	C250	2,5	6,8	0,11	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,82
Laje de piso	C300	2,5	8,97	0,15	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,86

Ações Variáveis

Designação	Sobrecarga KN/m ²	Neve KN/m ²	Vento KN/m ²
Laje de cobertura (não acessível)	0,3	0	0,9
Laje de piso (escritório)	3		

Combinações

Designação	ELU KN/m ²	ELS KN/m ²	
Laje de cobertura	Acção variável base-vento	4,12	1,91
	Acção variável base-sobrecarga	3,72	
Laje de piso	Acção variável base-vento	7,01	2,76
	Acção variável base-sobrecarga	7,82	

Carga das Lajes

Designação	ELU KN/m ²	ELS KN/m ²
Laje de cobertura	4,12	1,91
Laje de piso	7,82	2,76

Tabela 42– Cargas das lajes

As cargas totais para as vigas em estados limites últimos e estados limites de utilização estão mencionadas na Tabela 43.

Cargas das Vigas

Perfil	Perfil			OSB		Lã		Gesso		Revestimen- tos KN/m ²	Paredes KN/m ²	Total KN/m ²
	espessura (mm)	massa Kg/m	massa KN/m ²	espessura (mm)	massa KN/m ²	espessura (mm)	massa KN/m ²	espessura (mm)	massa KN/m ²			
2xC150	1,5	5,8	0,09	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,80
1xC200	2	4,7	0,08	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,79
2xC200	2	9,4	0,15	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,86
1xC250	2,5	6,8	0,11	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,82
2xC250	2,5	13,6	0,22	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,93
1xC300	2,5	8,97	0,15	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	1,86
2xC300	2,5	17,94	0,29	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	2,00
3xC300	2,5	26,91	0,44	18	0,12	120	0,16	13	0,10	1,00	0,33	2,15

Ações Variáveis

Designação	Sobrecarga KN/m ²	Neve KN/m ²	Vento KN/m ²
Laje de cobertura (não acessível)	0,3		
Laje de piso (escritório)	3	0	0,9

Cargas das Vigas de Cabeceira

	Ref.	Vigas	ELU KN/m ²	ELS KN/m ²	Zinflúência (m)	Total	
						ELU KN/m	ELS KN/m
Vigas de Cabeceira (R/C)	VC1.1	2xC150	4,10	1,89	2,85	11,69	5,40
	VC1.2	2xC150	4,10	1,89	2,85	11,69	5,40
	VC1.3	2xC150	4,10	1,89	2,03	8,31	3,84
	VC1.4	2xC300	7,20	2,90	2,1	15,13	6,10
	VC1.5	2xC250	7,11	2,83	2,03	14,40	5,74
	VC1.6	2xC150	4,10	1,89	1,24	5,09	2,35
	VC1.7	2xC150	4,10	1,89	1,24	5,09	2,35
	VC1.8	2xC150	4,10	1,89	5,78	23,71	10,95
	VC1.9	2xC150	6,94	2,70	3,34	23,17	9,03
	VC1.10	2xC150	4,10	1,89	5,61	22,99	10,62
	VC1.11	2xC150	4,10	1,89	5,18	21,25	9,82
	VC1.12	2xC150	4,10	1,89	2,30	9,41	4,35
	VC1.13	2xC150	4,10	1,89	2,30	9,41	4,35
Vigas de Cabeceira (1º Andar)	VC2.1	2xC300	4,37	2,09	2,92	12,76	6,11
	VC2.2	2xC300	4,37	2,09	2,92	12,76	6,11
	VC2.3	2xC150	4,10	1,89	0,55	2,26	1,04

Cargas das Vigas de Reforço

	Ref.	Vigas	ELU KN/m ²	ELS KN/m ²	Zinflúência (m)	Total	
						ELU KN/m	ELS KN/m
Vigas de Reforço (R/C)	VR1.1	1xC200	4,08	1,88	2,30	9,36	4,31
	VR1.2	2xC200	4,18	1,95	2,77	11,56	5,40
	VR1.3	1xC200	4,08	1,88	2,30	9,36	4,31
	VR1.4	2xC250	4,27	2,02	2,89	12,33	5,83
	VR1.5	2xC250	4,27	2,02	3,31	14,15	6,69
	VR1.6	2xC250	4,27	2,02	3,31	14,15	6,69
	VR1.7	1xC250	4,12	1,91	7,14	29,44	13,65
	VR1.8	2xC250	4,27	2,02	3,35	14,32	6,77
	VR1.9	2xC250	4,27	2,02	3,35	14,32	6,77
	VR1.10	3xC300	7,40	3,05	2,92	21,58	8,89
	VR1.11	2xC300	7,20	2,90	2,24	16,14	6,50
	VR1.12	3xC300	7,40	3,05	2,92	21,58	8,89
	VR1.13	1xC300	7,01	2,76	4,29	30,06	11,83
	VR1.14	2xC200	7,11	2,83	3,34	23,74	9,46
	VR1.15	2xC300	7,20	2,90	7,25	52,23	21,05
	VR1.16	2xC200	4,18	1,95	3,34	13,96	6,53
	VR1.17	2xC200	4,18	1,95	5,65	23,60	11,03
	VR1.18	2xC200	4,18	1,95	5,65	23,60	11,03

Tabela 43– Cargas das vigas

2º Passo: Definir as plantas (rés-do-chão e 1º andar) da edificação para as paredes estruturais exterior (PEex) de 150mm de espessura e paredes estruturais interior (PEin) de 90mm de espessura (largura do perfil utilizado nos montantes).

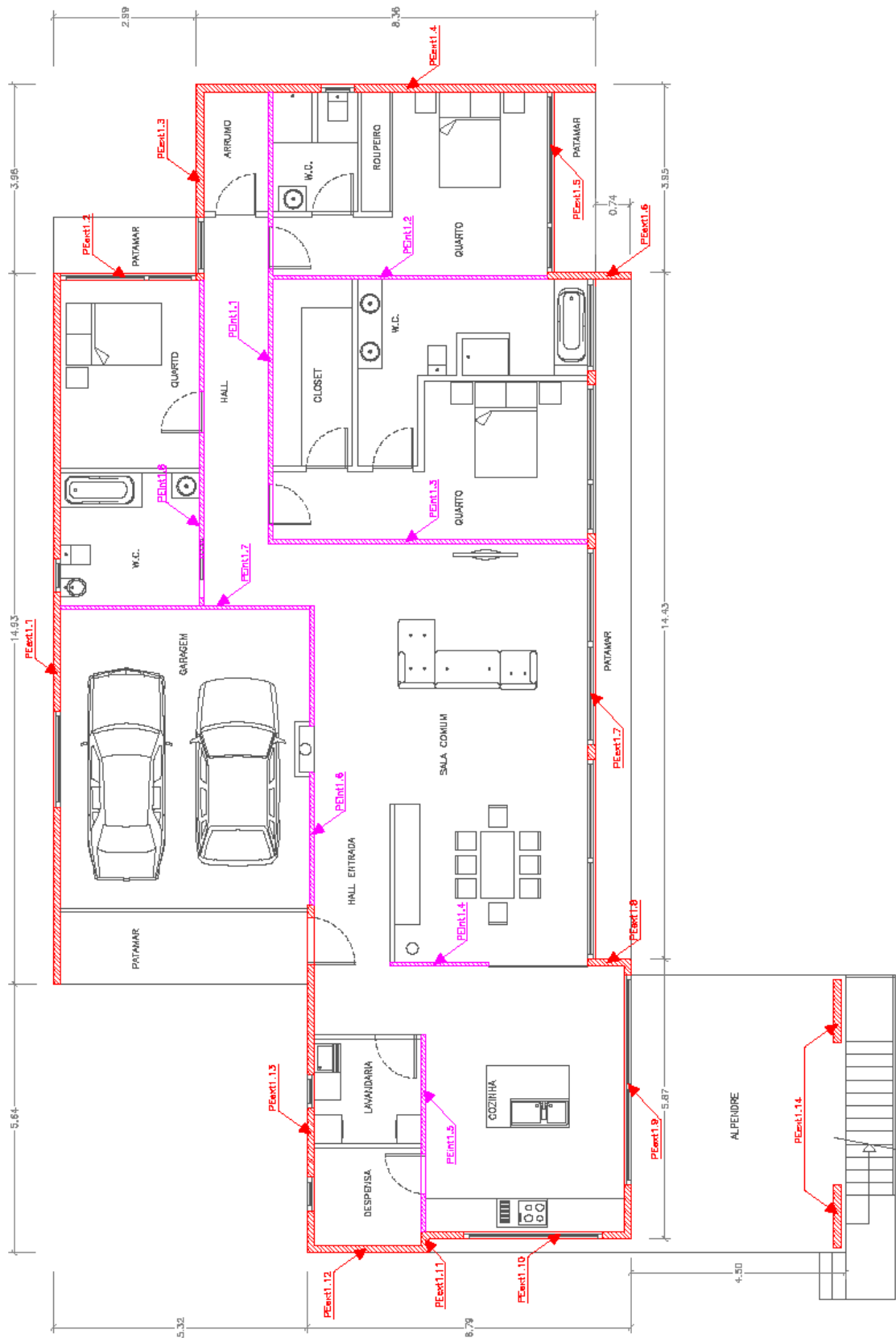


Figura 70– Planta das paredes estruturais do rés-do-chão.

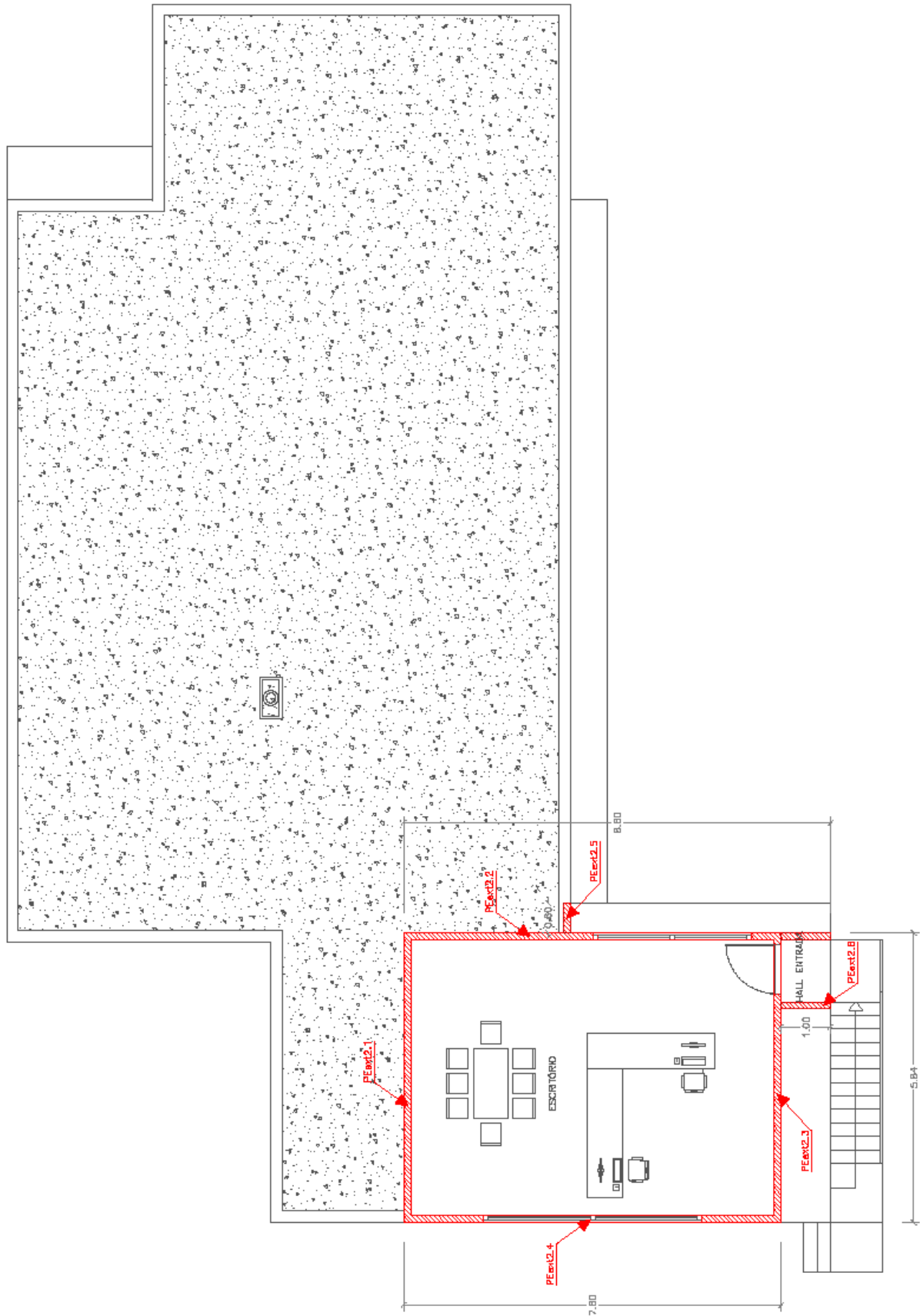


Figura 71– Planta das paredes estruturais do 1º andar.

3º Passo: Com as plantas definidas, definir as lajes de pavimento (LP), as lajes de cobertura (LC), as vigas de reforço (VR) e as vergas (vigas de cabeceira - VC).

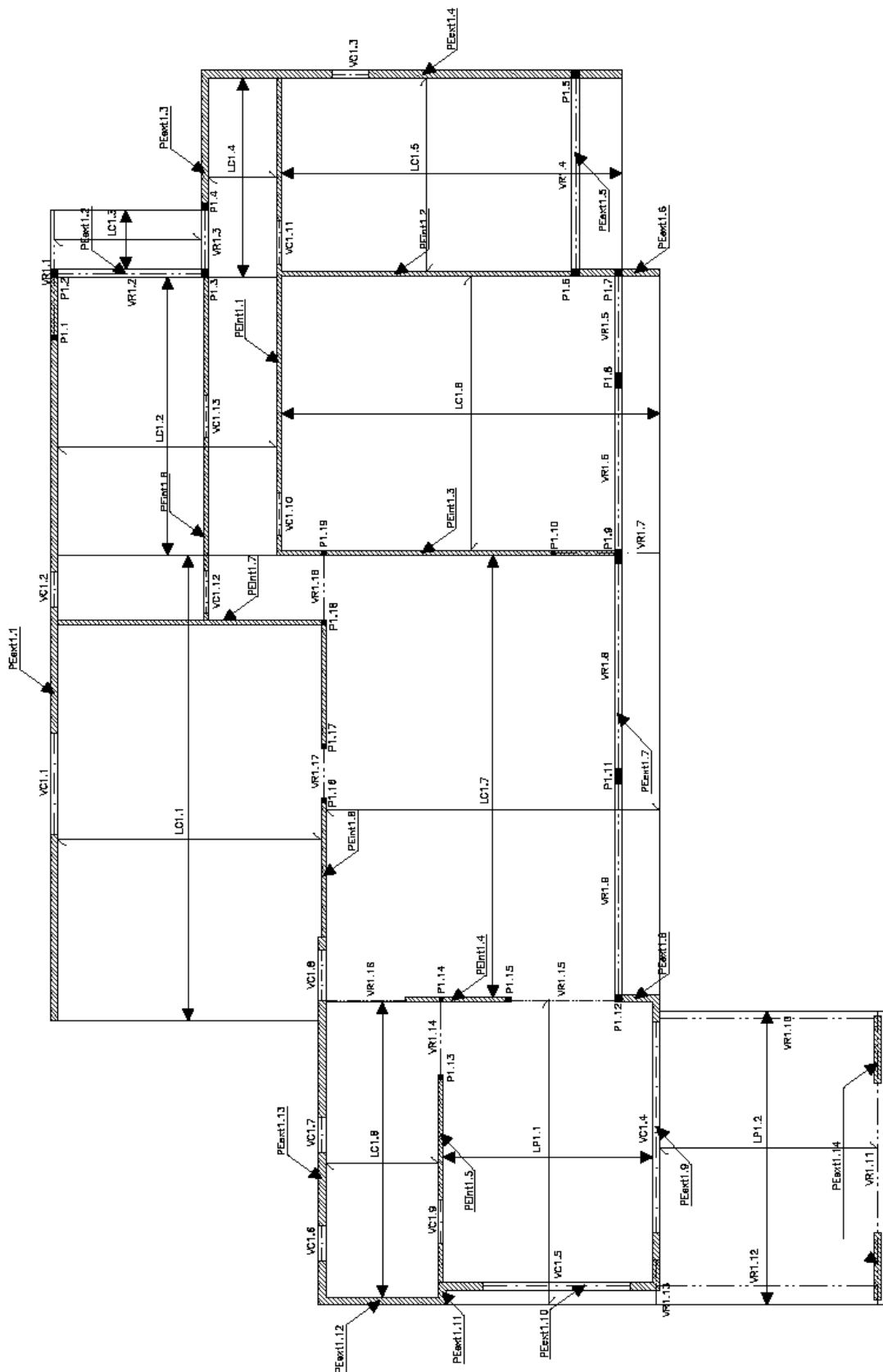


Figura 72– Planta do rés-do-chão das lajes de pavimento (LP), lajes de cobertura (LC), vigas de reforço (VR) e vergas (vigas de cabeceira - VC).

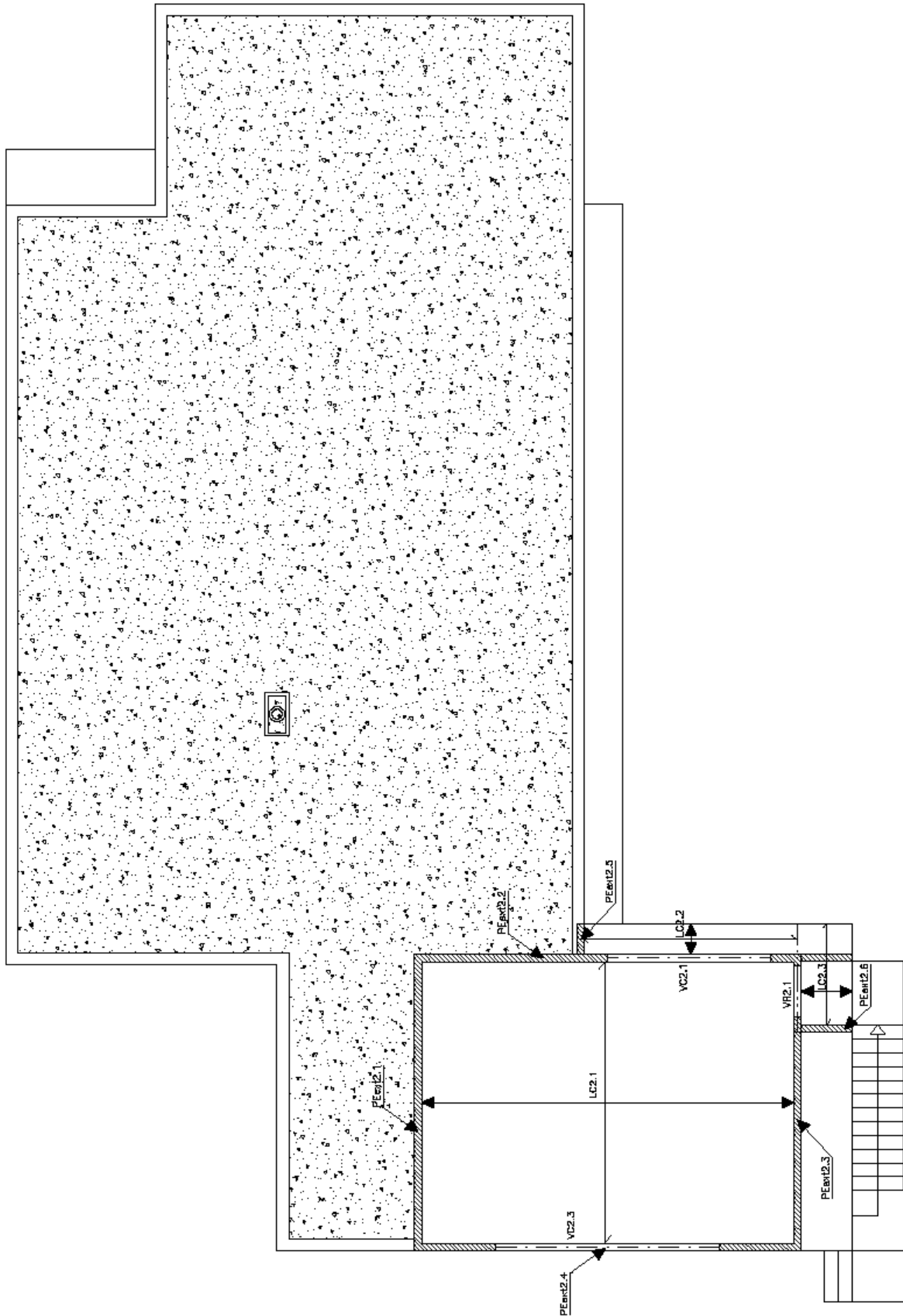


Figura 73– Planta do 1º andar das lajes de cobertura (LC), vigas de reforço (VR) e vergas (vigas de cabeceira - VC).

4º Passo: Traçar os montantes e as vigas. Os montantes e as vigas permitirão módulos com dimensões de 60, 40 ou 20 cm. É importante que os montantes juntamente com as vigas da laje mantenham o mesmo alinhamento.

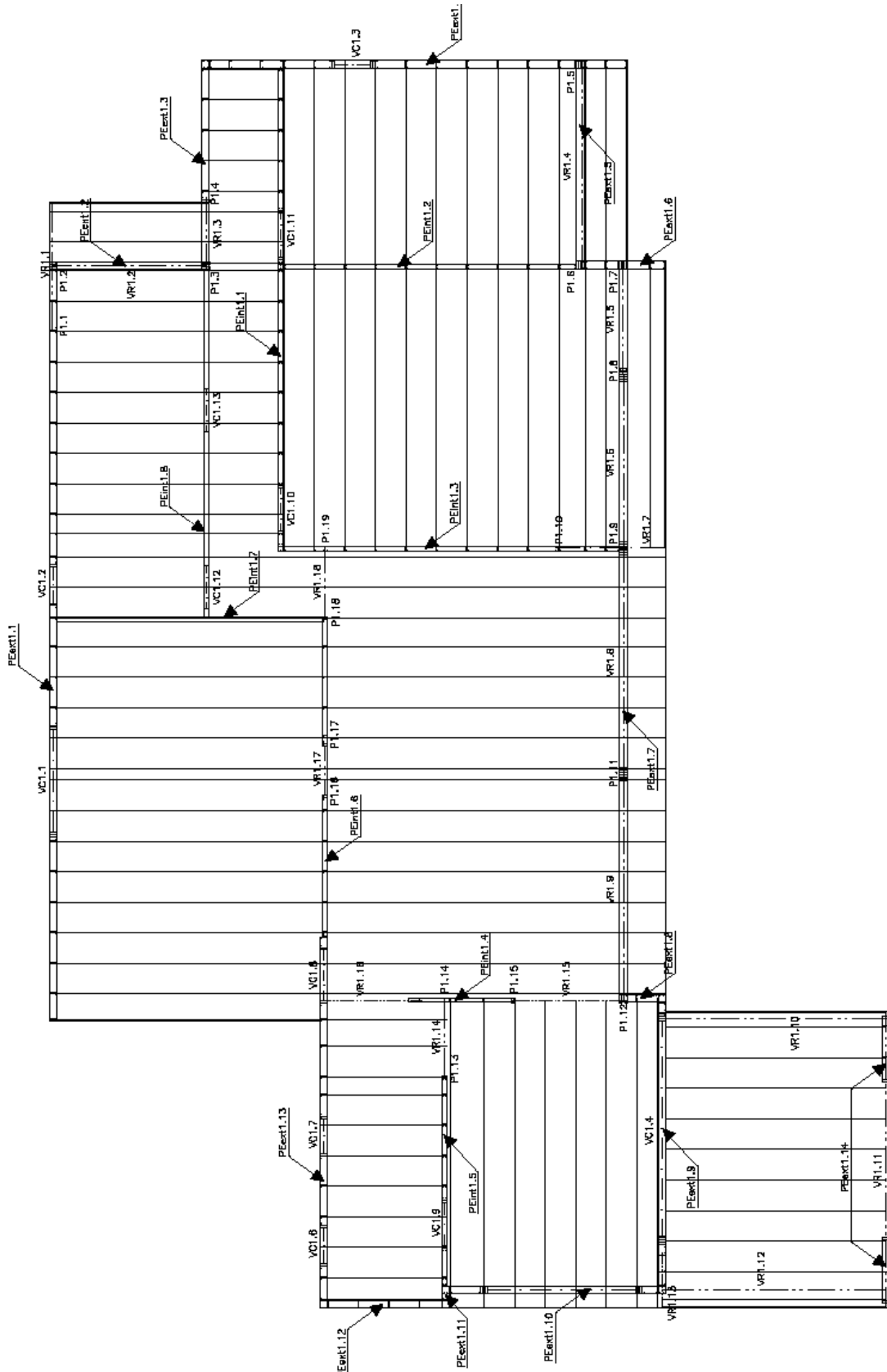


Figura 74– Planta do rés-do-chão dos montantes e das vigas.

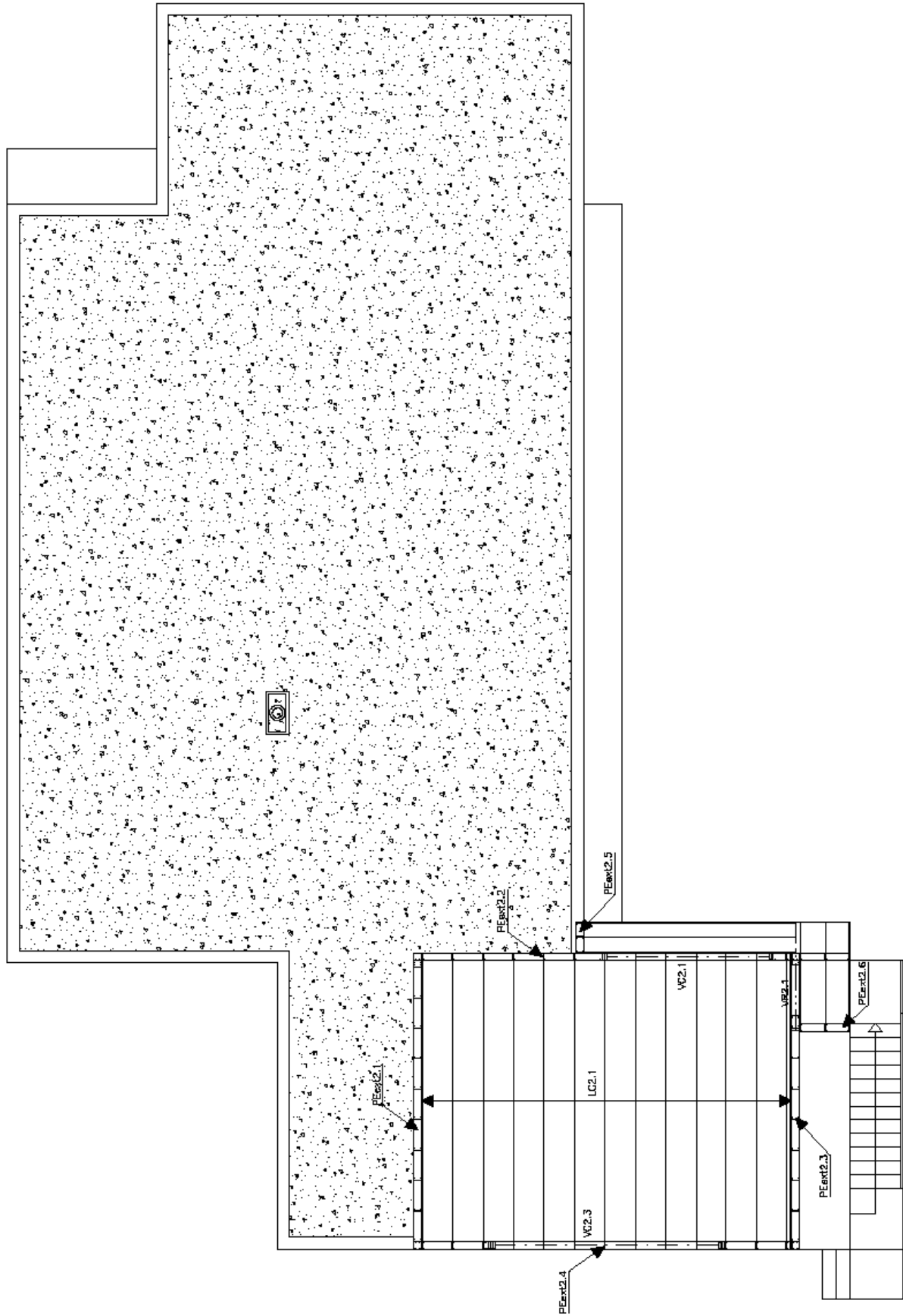


Figura 75– Planta do 1º andar dos montantes e das vigas.

A partir deste momento, tem-se uma subdivisão modulada da estrutura, que servirá para definir os tipos de painéis a serem utilizados (painel SS, SD ou DD), tipo de encontro de painéis, bem como o tipo de vigas e pilares a serem utilizados. (ver projeto em Anexo).

4.2 DIMENSIONAMENTO

4.2.1 Vigas para as lajes de piso e lajes de cobertura (Cobertura Plana)

Escolher as vigas utilizando o método prescritivo

A Tabela 21 mostra como obter as secções das vigas de piso utilizando os seguintes parâmetros: Vão com 5,7m (medido no projeto – LP1.1); Sobrecarga de 1,92KN/m²; Distância entre vigas de 60cm; Aço S235.

Pela Tabela 21 → Escolher a viga de pavimento com reforços de apoio: **C300/2,5**

A Tabela 27 mostra como obter as secções das vigas de cobertura utilizando os seguintes parâmetros: Vão com 6,7m (medido no projeto – LC1.7); Sobrecarga de neve de 1KN/m²; Distância entre vigas de 60cm; Aço S235.

Pela Tabela 27 → Escolher a viga de cobertura: **C250/2,5**

Verificação segundo a norma EN1993-1-3

Os resultados finais da verificação ao dimensionamento da resistência a flexão das vigas resumem-se na Tabela 44.

A verificação do momento flector e esforço transversal da viga é dimensionada em estado limite último enquanto o deslocamento da viga é dimensionada em estado limite de utilização (ou estado limite de serviço).

Dimensionamento das Lajes utilizando EC3

$$f_y = 280 \text{ N/mm}^2 \quad E = 2,1E+08 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

Momento Flector (Cálculo em ELU)

	Designação	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Afastamento entre vigas (m)	Cargas (KN/m ²)	W _{eff} (mm ³)	M _{Ed} (KNxm)	M _{c,Rd} (KNxm)	Verificação M _{Ed} ≤ M _{c,Rd}
Laje do R/C	Lajes de pisos	LP1.1	1xC300	2,5	5,7	0,6	7,82	86447	19,36	24,21	Verifica
		LP1.2	1xC300	2,5	4,48	0,6	7,82	86447	11,77	24,21	Verifica
	Lajes de coberturas	LC1.1	1xC250	2	5,43	0,6	4,12	53993	9,11	15,12	Verifica
		LC1.2	1xC250	2	4,59	0,6	4,12	53993	6,51	15,12	Verifica
		LC1.3	1xC250	2	4,59	0,6	4,12	53993	6,51	15,12	Verifica
		LC1.4	1xC250	2	1,59	0,6	4,12	53993	0,78	15,12	Verifica
		LC1.5	1xC250	2	4,05	0,6	4,12	53993	5,07	15,12	Verifica
		LC1.6	1xC250	2	5,59	0,6	4,12	53993	9,66	15,12	Verifica
		LC1.7	1xC250	2	5,86	0,6	4,12	53993	11,48	15,12	Verifica
		LC1.8	1xC250	2	2,48	0,6	4,12	53993	1,90	15,12	Verifica

Esforço Transverso (Cálculo em ELU)

	Designação	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Afastamento entre vigas (m)	Cargas (KN/m ²)	A _{eff} (mm ²)	V _{Ed} (KN)	V _{c,Rd} (KN)	Verificação V _{Ed} ≤ V _{c,Rd} /2
Laje do R/C	Lajes de pisos	LP1.1	1xC300	2,5	5,7	0,6	7,82	652	15,06	105,40	Verifica
		LP1.2	1xC300	2,5	4,48	0,6	7,82	652	10,51	105,40	Verifica
	Lajes de coberturas	LC1.1	1xC250	2	5,43	0,6	4,12	533	6,71	86,16	Verifica
		LC1.2	1xC250	2	4,59	0,6	4,12	533	5,67	86,16	Verifica
		LC1.3	1xC250	2	4,59	0,6	4,12	533	5,67	86,16	Verifica
		LC1.4	1xC250	2	1,59	0,6	4,12	533	1,97	86,16	Verifica
		LC1.5	1xC250	2	4,05	0,6	4,12	533	5,01	86,16	Verifica
		LC1.6	1xC250	2	5,59	0,6	4,12	533	6,91	86,16	Verifica
		LC1.7	1xC250	2	5,86	0,6	4,12	533	9,32	86,16	Verifica
		LC1.8	1xC250	2	2,48	0,6	4,12	533	3,07	86,16	Verifica

Deslocamentos (Cálculo em ELS)

	Designação	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Afastamento entre vigas (m)	Cargas (KN/m ²)	I _{eff} (mm ⁴)	δ (mm)	δ _{máx} (mm)	Verificação δ ≤ δ _{máx}
Laje do R/C	Lajes de pisos	LP1.1	1xC300	2,5	5,7	0,6	2,76	13410510	8,08	22,80	Verifica
		LP1.2	1xC300	2,5	4,48	0,6	2,76	13410510	3,08	17,92	Verifica
	Lajes de coberturas	LC1.1	1xC250	2	5,43	0,6	1,91	6749158	9,15	27,15	Verifica
		LC1.2	1xC250	2	4,59	0,6	1,91	6749158	4,67	22,95	Verifica
		LC1.3	1xC250	2	4,59	0,6	1,91	6749158	4,67	22,95	Verifica
		LC1.4	1xC250	2	1,59	0,6	1,91	6749158	0,07	7,95	Verifica
		LC1.5	1xC250	2	4,05	0,6	1,91	6749158	2,83	20,25	Verifica
		LC1.6	1xC250	2	5,59	0,6	1,91	6749158	10,28	27,95	Verifica
		LC1.7	1xC250	2	5,86	0,6	1,91	6749158	12,41	29,30	Verifica
		LC1.8	1xC250	2	2,48	0,6	1,91	6749158	0,40	12,40	Verifica

Momento Flector (Cálculo em ELU)

	Designação	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Afastamento entre vigas (m)	Cargas (KN/m ²)	W _{eff} (mm ³)	M _{Ed} (KNxm)	M _{c,Rd} (KNxm)	Verificação M _{Ed} ≤ M _{c,Rd}
Laje do 1º Andar	Lajes de coberturas	LC2.1	1xC250	2	5,84	0,6	4,12	53993	10,54	15,12	Verifica
		LC2.2	1xC150	1,5	0,6	0,6	4,12	15777	0,44	4,42	Verifica
		LC2.3	1xC150	1,5	1,54	0,6	4,12	15777	1,18	4,42	Verifica

Esforço Transverso (Cálculo em ELU)

	Designação	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Afastamento entre vigas (m)	Cargas (KN/m ²)	A _{eff} (mm ²)	V _{Ed} (KN)	V _{c,Rd} (KN)	Verificação V _{Ed} ≤ V _{c,Rd} /2
Laje do 1º Andar	Lajes de coberturas	LC2.1	1xC250	2	5,84	0,6	4,12	533	7,22	86,16	Verifica
		LC2.2	1xC150	1,5	0,6	0,6	4,12	246	1,48	39,77	Verifica
		LC2.3	1xC150	1,5	1,54	0,6	4,12	246	5,71	39,77	Verifica

Deslocamentos (Cálculo em ELS)

	Designação	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Afastamento entre vigas (m)	Cargas (KN/m ²)	I _{eff} (mm ⁴)	δ (mm)	δ _{máx} (mm)	Verificação δ ≤ δ _{máx}
Laje do 1º Andar	Lajes de coberturas	LC2.1	1xC250	2	5,84	0,6	1,91	6749158	12,25	29,20	Verifica
		LC2.2	1xC150	1,5	0,6	0,6	1,91	1193252	0,01	3,00	Verifica
		LC2.3	1xC150	1,5	1,54	0,6	1,91	1193252	0,33	7,70	Verifica

Tabela 44– Resistência a flexão das vigas para as lajes

4.2.2 Vergas (vigas de cabeceira) para os vãos e respetivos montantes (Montantes Normais e Montantes de Ombreira)

Escolher as vergas (vigas de cabeceira) utilizando o método prescritivo

As Tabelas (Tabela 18 e Tabela 19) mostram como obter as secções das vergas utilizando os seguintes parâmetros:

Vão com 2,1m (medido no projeto – VC1.1); Sobrecarga de neve de 1KN/m^2 ; Largura do edifício de 7,3m; Aço S235.

Pela Tabela 18 —> Escolher a verga que suporta apenas carga do teto e cobertura: **2xC150/1,5**

Vão com 2,86m (medido no projeto – VC1.5); Sobrecarga de neve de 1KN/m^2 ; Largura do edifício de 7,3m; Aço S235.

Pela Tabela 19 —> Escolher a verga que suporta a carga de 1 piso, teto e cobertura: **2xC250/2,5**

Verificação segundo a norma EN1993-1-3

Os resultados finais da verificação ao dimensionamento da resistência a flexão das vergas resumem-se na Tabela 45.

A verificação do momento flector e esforço transversal da verga é dimensionada em estado limite último enquanto o deslocamento da verga é dimensionada em estado limite de utilização (ou estado limite de serviço).

As vergas deveram ser solidarizadas com os montantes (montantes normais e montantes de ombreira) dos extremos de um vão. O número mínimo de montantes necessários nos extremos de um vão consta da Tabela 20.

Para a verga VC1.1 temos: 1 ombreira de C150 e 2 montantes de C150.

Para a verga VC1.5 temos: 2 ombreiras de C150 e 2 montantes de C150.

Dimensionamento das Vigas de Cabeceira utilizando EC3

$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$ $E = 2,1E+08 \text{ KN/m}^2$
 $\gamma_{Mo} = 1$

Momento Flector (Cálculo em ELU)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Cargas (KN/m)	Designação	W _{eff} (mm ³)	M _{Ed} (KNxm)	M _{e,Rd} (KNxm)	Verificação $M_{Ed} \leq M_{e,Rd}$
Vigas de Cabeceira (R/C)	VC1.1	2xC150	1,5	2,1	11,69	Cobertura	31554	6,44	8,84	Verifica
	VC1.2	2xC150	1,5	0,7	11,69	Cobertura	31554	0,72	8,84	Verifica
	VC1.3	2xC150	1,5	0,7	8,31	Cobertura	31554	0,51	8,84	Verifica
	VC1.4	2xC300	2,5	4,22	15,13	Piso	172894	33,68	48,41	Verifica
	VC1.5	2xC250	2,5	2,86	14,40	Piso	107986	14,72	30,24	Verifica
	VC1.6	2xC150	1,5	0,7	5,09	Cobertura	31554	0,31	8,84	Verifica
	VC1.7	2xC150	1,5	0,7	5,09	Cobertura	31554	0,31	8,84	Verifica
	VC1.8	2xC150	1,5	1	23,71	Cobertura	31554	2,96	8,84	Verifica
	VC1.9	2xC150	1,5	0,85	23,17	Piso	31554	2,09	8,84	Verifica
	VC1.10	2xC150	1,5	0,85	22,99	Cobertura	31554	2,08	8,84	Verifica
	VC1.11	2xC150	1,5	0,85	21,25	Cobertura	31554	1,92	8,84	Verifica
	VC1.12	2xC150	1,5	0,85	9,41	Cobertura	31554	0,85	8,84	Verifica
	VC1.13	2xC150	1,5	0,85	9,41	Cobertura	31554	0,85	8,84	Verifica

Esforço Transverso (Cálculo em ELU)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Cargas (KN/m)	Designação	A _{eff} (mm ²)	V _{Ed} (KN)	V _{e,Rd} (KN)	Verificação $V_{Ed} \leq V_{e,Rd}/2$
Vigas de Cabeceira (R/C)	VC1.1	2xC150	1,5	2,1	11,69	Cobertura	492	12,27	79,54	Verifica
	VC1.2	2xC150	1,5	0,7	11,69	Cobertura	492	4,09	79,54	Verifica
	VC1.3	2xC150	1,5	0,7	8,31	Cobertura	492	2,91	79,54	Verifica
	VC1.4	2xC300	2,5	4,22	15,13	Piso	1284	31,92	207,57	Verifica
	VC1.5	2xC250	2,5	2,86	14,40	Piso	1066	20,58	172,33	Verifica
	VC1.6	2xC150	1,5	0,7	5,09	Cobertura	492	1,78	79,54	Verifica
	VC1.7	2xC150	1,5	0,7	5,09	Cobertura	492	1,78	79,54	Verifica
	VC1.8	2xC150	1,5	1	23,71	Cobertura	492	11,85	79,54	Verifica
	VC1.9	2xC150	1,5	0,85	23,17	Piso	492	9,85	79,54	Verifica
	VC1.10	2xC150	1,5	0,85	22,99	Cobertura	492	9,77	79,54	Verifica
	VC1.11	2xC150	1,5	0,85	21,25	Cobertura	492	9,03	79,54	Verifica
	VC1.12	2xC150	1,5	0,85	9,41	Cobertura	492	4,00	79,54	Verifica
	VC1.13	2xC150	1,5	0,85	9,41	Cobertura	492	4,00	79,54	Verifica

Deslocamentos (Cálculo em ELS)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Comprimento L (m)	Cargas (KN/m)	Designação	I _{eff} (mm ⁴)	δ (mm)	δ _{máx} (mm)	Verificação $\delta \leq \delta_{máx}$
Vigas de Cabeceira (R/C)	VC1.1	2xC150	1,5	2,1	5,40	Cobertura	2386504	2,73	10,50	Verifica
	VC1.2	2xC150	1,5	0,7	5,40	Cobertura	2386504	0,03	3,50	Verifica
	VC1.3	2xC150	1,5	0,7	3,84	Cobertura	2386504	0,02	3,50	Verifica
	VC1.4	2xC300	2,5	4,22	6,10	Piso	26821020	4,47	16,88	Verifica
	VC1.5	2xC250	2,5	2,86	5,74	Piso	13498316	1,76	11,44	Verifica
	VC1.6	2xC150	1,5	0,7	2,35	Cobertura	2386504	0,01	3,50	Verifica
	VC1.7	2xC150	1,5	0,7	2,35	Cobertura	2386504	0,01	3,50	Verifica
	VC1.8	2xC150	1,5	1	10,95	Cobertura	2386504	0,28	5,00	Verifica
	VC1.9	2xC150	1,5	0,85	9,03	Piso	2386504	0,12	3,40	Verifica
	VC1.10	2xC150	1,5	0,85	10,62	Cobertura	2386504	0,14	4,25	Verifica
	VC1.11	2xC150	1,5	0,85	9,82	Cobertura	2386504	0,13	4,25	Verifica
	VC1.12	2xC150	1,5	0,85	4,35	Cobertura	2386504	0,06	4,25	Verifica
	VC1.13	2xC150	1,5	0,85	4,35	Cobertura	2386504	0,06	4,25	Verifica

Momento Flector (Cálculo em ELU)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Cmprimento L (m)	Cargas (KN/m ²)	Designação	W _{eff} (mm ²)	M _{Ed} (KNxm)	M _{c,Rd} (KNxm)	Verificação M _{Ed} ≤ M _{c,Rd}
Vigas de Cabeceira (1º Andar)	VC2.1	2xC300	2,5	3,2	12,76	Cobertura	172894	16,33	48,41	Verifica
	VC2.2	2xC300	2,5	4,4	12,76	Cobertura	172894	30,88	48,41	Verifica
	VC2.3	2xC150	1,5	1	2,26	Cobertura	31554	0,28	8,84	Verifica

Esforço Transverso (Cálculo em ELU)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Cmprimento L (m)	Cargas (KN/m ²)	Designação	A _{eff} (mm ²)	V _{Ed} (KN)	V _{c,Rd} (KN)	Verificação V _{Ed} ≤ V _{c,Rd} /2
Vigas de Cabeceira (1º Andar)	VC2.1	2xC300	2,5	3,2	12,76	Cobertura	1284	20,41	207,57	Verifica
	VC2.2	2xC300	2,5	4,4	12,76	Cobertura	1284	28,07	207,57	Verifica
	VC2.3	2xC150	1,5	1	2,26	Cobertura	492	1,13	79,54	Verifica

Deslocamentos (Cálculo em ELS)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Cmprimento L (m)	Cargas (KN/m ²)	Designação	I _{eff} (mm ⁴)	δ (mm)	δ _{máx} (mm)	Verificação δ ≤ δ _{máx}
Vigas de Cabeceira (1º Andar)	VC2.1	2xC300	2,5	3,2	6,11	Cobertura	26821020	1,48	16,00	Verifica
	VC2.2	2xC300	2,5	4,4	6,11	Cobertura	26821020	5,30	22,00	Verifica
	VC2.3	2xC150	1,5	1	1,04	Cobertura	2386504	0,03	5,00	Verifica

Tabela 45– Resistência a flexão das vergas

4.2.3 Vigas de reforço

Escolher as vigas de reforço utilizando o método prescritivo

As Tabelas (Tabela 18 e Tabela 19) mostram como obter as secções das vigas de reforço utilizando os seguintes parâmetros:

Vão com 2,84m (medido no projeto – VR1.2); Sobrecarga de neve de 1KN/m²; Largura do edifício de 8,5m; Aço S235.

Pela Tabela 18 —> Escolher a viga que suporta apenas carga do teto e cobertura:

2xC250/2,5

Vão com 4,25m (medido no projeto – VR1.12); Sobrecarga de neve de 1KN/m²; Largura do edifício de 7,3m; Aço S235.

Pela Tabela 19 —> Escolher a viga que suporta a carga de 1 piso, teto e cobertura:

3xC300/2,5

Verificação segundo a norma EN1993-1-3

Os resultados finais da verificação ao dimensionamento da resistência a flexão das vigas de reforço resumem-se na Tabela 46.

A verificação do momento flector e esforço transverso viga de reforço é dimensionada em estado limite ultimo enquanto o deslocamento viga de reforço é dimensionada em estado limite de utilização (ou estado limite de serviço).

Dimensionamento das Vigas de Reforço utilizando EC3

$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$ $E = 2,1E+08 \text{ KN/m}^2$
 $M_o = 1$

Momento Flector (Cálculo em ELU)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Cmprimento L (m)	Cargas (KN/m)	Designação	W_{eff} (mm ³)	M_{Ed} (KNxm)	$M_{c,Rd}$ (KNxm)	Verificação $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$
Vigas de Reforço (R/C)	VR1.1	1xC250	2,5	2,52	9,36	Cobertura	53993	7,43	15,12	Verifica
	VR1.2	2xC250	2,5	2,84	11,56	Cobertura	107986	11,66	30,24	Verifica
	VR1.3	1xC250	2,5	1,17	9,36	Cobertura	53993	1,60	15,12	Verifica
	VR1.4	2xC250	2,5	3,79	12,33	Cobertura	107986	22,14	30,24	Verifica
	VR1.5	2xC250	2,5	1,95	14,15	Cobertura	107986	6,72	30,24	Verifica
	VR1.6	2xC250	2,5	3,15	14,15	Cobertura	107986	17,55	30,24	Verifica
	VR1.7	2xC250	2,5	2,16	29,44	Cobertura	107986	17,17	30,24	Verifica
	VR1.8	3xC250	2,5	4,18	14,32	Cobertura	161979	31,27	45,35	Verifica
	VR1.9	3xC250	2,5	4,18	14,32	Cobertura	161979	31,27	45,35	Verifica
	VR1.10	3xC300	2,5	4,25	21,58	Piso	259341	48,72	72,62	Verifica
	VR1.11	2xC300	2,5	3,06	16,14	Piso	172894	18,89	48,41	Verifica
	VR1.12	3xC300	2,5	4,25	21,58	Piso	259341	48,72	72,62	Verifica
	VR1.13	1xC300	2,5	1,08	30,06	Piso	86447	4,38	24,21	Verifica
	VR1.14	2xC200	2	1,44	23,74	Piso	63146	6,15	17,68	Verifica
	VR1.15	2xC300	2,5	2,05	52,23	Piso	172894	27,44	48,41	Verifica
	VR1.16	2xC200	2	1,58	13,96	Cobertura	63146	4,36	17,68	Verifica
	VR1.17	2xC200	2	0,98	23,60	Cobertura	63146	2,83	17,68	Verifica
	VR1.18	2xC200	2	1,3	23,60	Cobertura	63146	4,99	17,68	Verifica

Esforço Transverso (Cálculo em ELU)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Cmprimento L (m)	Cargas (KN/m)	Designação	A_{eff} (mm ²)	V_{Ed} (KN)	$V_{c,Rd}$ (KN)	Verificação $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}/2$
Vigas de Reforço (R/C)	VR1.1	1xC250	2,5	2,52	9,36	Cobertura	378	11,79	61,11	Verifica
	VR1.2	2xC250	2,5	2,84	11,56	Cobertura	756	16,42	122,21	Verifica
	VR1.3	1xC250	2,5	1,17	9,36	Cobertura	378	5,47	61,11	Verifica
	VR1.4	2xC250	2,5	3,79	12,33	Cobertura	1066	23,36	172,33	Verifica
	VR1.5	2xC250	2,5	1,95	14,15	Cobertura	1066	13,79	172,33	Verifica
	VR1.6	2xC250	2,5	3,15	14,15	Cobertura	1066	22,28	172,33	Verifica
	VR1.7	2xC250	2,5	2,16	29,44	Cobertura	1066	31,80	172,33	Verifica
	VR1.8	3xC250	2,5	4,18	14,32	Cobertura	1599	29,92	258,49	Verifica
	VR1.9	3xC250	2,5	4,18	14,32	Cobertura	1599	29,92	258,49	Verifica
	VR1.10	3xC300	2,5	4,25	21,58	Piso	1926	45,85	311,35	Verifica
	VR1.11	2xC300	2,5	3,06	16,14	Piso	1284	24,69	207,57	Verifica
	VR1.12	3xC300	2,5	4,25	21,58	Piso	1926	45,85	311,35	Verifica
	VR1.13	1xC300	2,5	1,08	30,06	Piso	642	16,23	103,78	Verifica
	VR1.14	2xC200	2	1,44	23,74	Piso	756	17,09	122,21	Verifica
	VR1.15	2xC300	2,5	2,05	52,23	Piso	1284	53,54	207,57	Verifica
	VR1.16	2xC200	2	1,58	13,96	Cobertura	756	11,03	122,21	Verifica
	VR1.17	2xC200	2	0,98	23,60	Cobertura	756	11,56	122,21	Verifica
	VR1.18	2xC200	2	1,3	23,60	Cobertura	756	15,34	122,21	Verifica

Deslocamentos (Cálculo em ELS)

	Ref.	Vigas	Espesura e (mm)	Cmprimento L (m)	Cargas (KN/m)	Designação	I_{eff} (mm ⁴)	δ (mm)	$\delta_{máx}$ (mm)	Verificação $\delta \leq \delta_{máx}$
Vigas de Reforço (R/C)	VR1.1	1xC250	2,5	2,52	4,31	Cobertura	3163851	3,40	12,60	Verifica
	VR1.2	2xC250	2,5	2,84	5,40	Cobertura	6327702	3,44	14,20	Verifica
	VR1.3	1xC250	2,5	1,17	4,31	Cobertura	3163851	0,16	5,85	Verifica
	VR1.4	2xC250	2,5	3,79	5,83	Cobertura	13498316	5,53	18,95	Verifica
	VR1.5	2xC250	2,5	1,95	6,69	Cobertura	13498316	0,44	9,75	Verifica
	VR1.6	2xC250	2,5	3,15	6,69	Cobertura	13498316	3,03	15,75	Verifica
	VR1.7	2xC250	2,5	2,16	13,65	Cobertura	13498316	1,36	10,80	Verifica
	VR1.8	3xC250	2,5	4,18	6,77	Cobertura	20247474	6,33	20,90	Verifica
	VR1.9	3xC250	2,5	4,18	6,77	Cobertura	20247474	6,33	20,90	Verifica
	VR1.10	3xC300	2,5	4,25	8,89	Piso	40231530	4,47	21,25	Verifica
	VR1.11	2xC300	2,5	3,06	6,50	Piso	26821020	1,32	15,30	Verifica
	VR1.12	3xC300	2,5	4,25	8,89	Piso	40231530	4,47	21,25	Verifica
	VR1.13	1xC300	2,5	1,08	11,83	Piso	13410510	0,07	5,40	Verifica
	VR1.14	2xC200	2	1,44	9,46	Piso	6327702	0,40	7,20	Verifica
	VR1.15	2xC300	2,5	2,05	21,05	Piso	26821020	0,86	10,25	Verifica
	VR1.16	2xC200	2	1,58	6,53	Cobertura	6327702	0,40	7,90	Verifica
	VR1.17	2xC200	2	0,98	11,03	Cobertura	6327702	0,10	4,90	Verifica
	VR1.18	2xC200	2	1,3	11,03	Cobertura	6327702	0,31	6,50	Verifica

Tabela 46– Resistência a flexão das vigas de reforço

4.2.4 Montantes para as paredes

Escolher os montantes para as paredes utilizando o método prescritivo

As Tabelas (Tabela 16 e Tabela 17) mostram como escolher as secções dos montantes utilizando os seguintes parâmetros: Largura do edifício de 11m (medido no projeto); Velocidade do vento de 113Km/h (Exposição B); Sobrecarga de neve de 1KN/m²; Distância entre montantes de 60cm. Parede de 2,7 m de altura; Aço S235.

Pela Tabela 16 —> Escolher o perfil e a espessura mínima dos montantes (mm) sujeita apenas a carga do teto e cobertura:

C140/0,8 para paredes estruturais exteriores

C90/1,1 para paredes estruturais interiores

Pela Tabela 17 —> Escolher o perfil e a espessura mínima dos montantes (mm) sujeita à carga de 1 piso, teto e cobertura:

C140/1,1 para paredes estruturais exteriores

C90/1,4 para paredes estruturais interiores

Pela (Tabela 1), perfis comercializados pela Perfisa,SA.

—> Escolher C150/1,5 para paredes estruturais exteriores.

—> Escolher C90/1,5 para paredes estruturais interiores.

É de notar que a escolha do perfil C150/1,5 utilizado com outros materiais tem um peso próprio de uma parede estrutural exterior de 0,43KN/m² (Tabela 4) e que este valor não ultrapassa o valor máximo dado pelo método prescritivo (0,48KN/m²).

Os perfis a escolher para os montantes são:

C150/1,5 Para paredes estruturais exteriores

C90/1,5 Para paredes estruturais interiores

Verificação segundo a norma EN1993-1-3

Os resultados finais da verificação ao dimensionamento da resistência à compressão e à encurvadura por flexão dos montantes resumem-se na Tabela 47 e na Tabela 48.

A verificação do esforço axial do montante é dimensionada em estado limite último.

Dimensionamento das Paredes utilizando EC3

$$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M_0} = 1$$

Resistência à compressão

		Designação	A _{eff} (mm ²)	Carga N _{Ed} (KN)	N _{c,Rd} (KN)	Verificação N _{Ed} ≤ N _{c,Rd}
Paredes Estruturais do R/C	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de piso	246	7,82	68,88	Verifica
		montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	246	4,08	68,88	Verifica
	Paredes Interiores	montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de piso	242	7,82	67,76	Verifica
		montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de cobertura	242	4,08	67,76	Verifica

Resistência à compressão

		Designação	A _{eff} (mm ²)	Carga N _{Ed} (KN)	N _{c,Rd} (KN)	Verificação N _{Ed} ≤ N _{c,Rd}
Paredes Estruturais do 1º Andar	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	246	4,08	68,88	Verifica

Tabela 47– Resistência à compressão dos montantes

Dimensionamento das Paredes utilizando EC3

$$f_y = 280 \text{ N/mm}^2 \quad E = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Curva b}$$

$$\gamma_{M_0} = 1 \quad \alpha = 0,34$$

Resistência à encurvadura por flexão segundo eixo yy (eixo forte)

		Designação	Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L=L _{cr} (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _y (mm ⁴)	N _{cr,y} (N)	λ _y	φ _y	χ _y
Paredes Estruturais do R/C	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de piso	7,82	2700	246	1206503	343019,80	0,45	0,64	0,91
		montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	4,08	2700	246	1206503	343019,80	0,45	0,64	0,91
	Paredes Interiores	montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de piso	7,82	2700	242	360728	102558,26	0,81	0,93	0,72
		montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de cobertura	4,08	2700	242	360728	102558,26	0,81	0,93	0,72

Resistência à encurvadura por flexão segundo eixo zz

		Designação	Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L=L _{cr} (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	N _{cr,z} (N)	λ _z	φ _z	χ _z
Paredes Estruturais do R/C	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de piso	7,82	2700	246	90378	25695,29	1,64	2,08	0,30
		montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	4,08	2700	246	90378	25695,29	1,64	2,08	0,30
	Paredes Interiores	montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de piso	7,82	2700	242	75738	21533,00	1,77	2,34	0,26
		montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de cobertura	4,08	2700	242	75738	21533,00	1,77	2,34	0,26

Nota: No caso das paredes, adoptar-se como valor limite a encurvadura segundo o eixo forte (eixo yy) desde que haja contraventamento segundo o eixo fraco. É aplicado como contraventamento os painéis rígidos de OSB.

Resistência à encurvadura por flexão (Verificação)

		Designação	χ=χ _y	Carga N _{Ed} (KN)	Carga N _{b,Rd}	Verificação N _{Ed} ≤ N _{b,Rd}
Paredes Estruturais do R/C	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de piso	0,91	7,82	62,44	Verifica
		montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	0,91	4,08	62,44	Verifica
	Paredes Interiores	montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de piso	0,72	7,82	48,55	Verifica
		montantes de C90//0,6 que suportam as vigas de cobertura	0,72	4,08	48,55	Verifica

Resistência à encurvadura por flexão segundo eixo yy (eixo forte)

		Designação	Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L=L _{cr} (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _y (mm ⁴)	N _{cr,y} (N)	λ _y	φ _y	χ _y
Paredes Estruturais do 1º Andar	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	4,08	2700	246	1206503	343019,80	0,45	0,64	0,91

Resistência à encurvadura por flexão segundo eixo zz

		Designação	Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L=L _{cr} (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	N _{cr,z} (N)	λ _z	φ _z	χ _z
Paredes Estruturais do 1º Andar	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de cobertura	4,08	2700	246	90378	25695,29	1,64	2,08	0,30

Nota: No caso das paredes, adoptar-se como valor limite a encurvadura segundo o eixo forte (eixo yy) desde que haja contraventamento segundo o eixo fraco. É aplicado como contraventamento os paines rígidos de OSB.

Resistência à encurvadura por flexão (Verificação)

		Designação	χ _y	Carga N _{Ed} (KN)	Carga N _{b,Rd}	Verificação N _{Ed} ≤ N _{b,Rd}
Paredes Estruturais do 1º Andar	Paredes Exteriores	montantes de C150//0,6 que suportam as vigas de pisos	0,91	4,08	62,44	Verifica

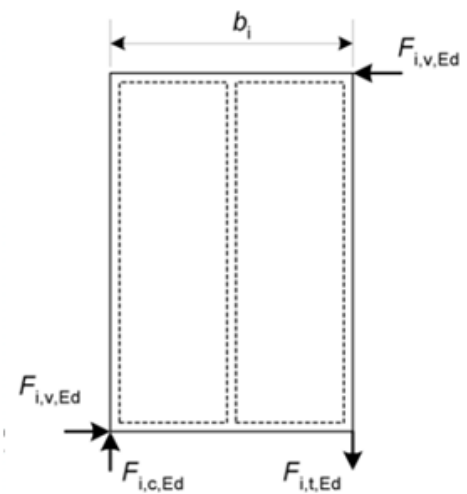
Tabela 48– Resistência à encurvadura por flexão dos montantes

O dimensionamento da capacidade resistente do painel rígido (OSB) resumem-se na Tabela 49.

Capacidade resistente do OSB utilizando EC5

Largura do painel	b=	1200 mm
Altura do painel	h=	2700 mm
Espessura do OSB	t=	11 mm
Nº de faces cobertos por OSB	n=	1
Diâmetro do parafuso (liso da espiga)	d=	4,8 mm
Esoaçamento dos parafusos	s=	150 mm

f _{h,k} (N/mm ²)	M _{y,d} (Nxmm)	F _{f,d} (N)
27,55	10629,18	581,94




	(N)	(KN)
Capacidade resistente ao corte (F _{v,Ed})	5586,62	5,59
Capacidade resistente à compressão (F _{c,Ed})	9427,42	9,43
Capacidade resistente à tração (F _{t,Ed})	12569,89	12,57

Tabela 49– Capacidade resistente do painel rígido (OSB)

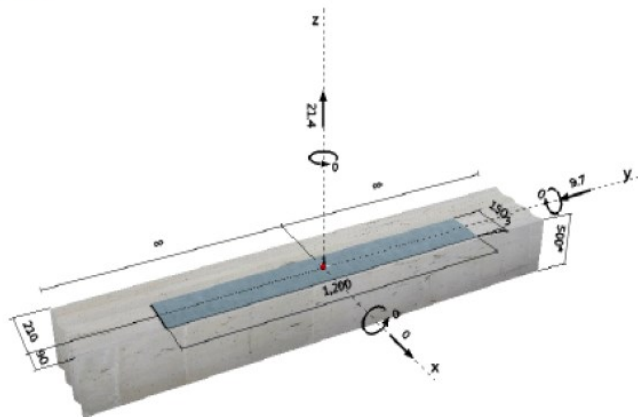
Escolher a bucha

A capacidade resistente da bucha deve ser superior aos valores calculados anteriormente. A Figura 76 demonstra a capacidade de resistência da bucha à tração e ao corte.

1 Dados de Cálculo

Tipo e dimensão da ancoragem:	HIT-HY 200-A + HIT-V (5.8) M16	
Prof. efectiva de ancoragem:	$h_{ef, opt} = 123 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 320 \text{ mm}$)	
Material:	5.8	
Homologação N.º:	ETA 11/0493	
Publicados I Válidos:	08-08-2012 23-12-2016	
Verificação:	método de cálculo ETAG BOND; EOTA TR 029	
Afastamento da chapa:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (sem afastamento da chapa); $t = 3 \text{ mm}$	
Chapa de fixação:	$l_x \times l_y \times t = 150 \text{ mm} \times 1200 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$; (Espessura da chapa recomendada: não calculado)	
Perfil:	sem perfil	
Material Base:	não fendilhado Betão, C20/25, $f_{cc} = 25.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. curto/longo: 0/0 °C	
Instalação:	Diâmetro de furo com perfurador, Condições de instalação: seco	
Armadura:	Sem armadura ou com armadura com espaçamento $\geq 150 \text{ mm}$ (qq \emptyset) or $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) sem armadura de bordo longitudinal	

Geometria [mm] & Carga [kN, kNm]



2 Verificação I Utilização (Combinação condicionante)

Carga	Verificação	Valores de cálculo [kN]		Utilização	Estado
		Carga	Capacidade	β_M / β_V [%]	
Análise à Tração	Rotura por cone de betão	21.400	24.096	89 / -	OK
Análise ao Corte	Rotura do aço (sem braço de binário)	9.700	31.200	- / 32	OK

Figura 76– Bucha HIT-HY 200 + HIT-V M16 (Hilti,2014)

4.2.5 Pilares

Escolher os pilares utilizando o método prescritivo

Os pilares deveram ser escolhidos pela Tabela 20 (O número mínimo de montantes necessários nos extremos de um vão).

Para o pilar P1.2 temos no mínimo: 1 ombreira de C150 e 2 montantes de C150.

Que corresponde: **3xC150/1,5**

Para o pilar P1.11 temos no mínimo: 3 ombreiras de C150 e 3 montantes de C150.

Que corresponde: **6xC150/1,5**

Verificação segundo a norma EN1993-1-3

Os resultados finais da verificação ao dimensionamento da resistência à compressão e à encurvadura por flexão dos pilares resumem-se na Tabela 50 e na Tabela 51.

A verificação do esforço axial do pilar é dimensionada em estado limite ultimo.

Dimensionamento dos Pilares utilizando EC3

$$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

Resistência à compressão

		Designação	A _{eff} (mm ²)	Carga N _{Ed} (KN)	N _{c,Rd} (KN)	Verificação N _{Ed} ≤ N _{c,Rd}
Pilares do R/C	P1.1	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.1	492	9,36	137,76	Verifica
	P1.2	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.1 e VR1.2	738	20,92	206,64	Verifica
	P1.3	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.2 e VR1.3	738	20,92	206,64	Verifica
	P1.4	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.3	492	9,36	137,76	Verifica
	P1.5	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	738	12,33	206,64	Verifica
	P1.6	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	738	12,33	206,64	Verifica
	P1.7	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.5	738	14,15	206,64	Verifica
	P1.8	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.5 e VR1.6	1476	28,3	413,28	Verifica
	P1.9	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.6, VR1.7 e VR1.8	1476	57,91	413,28	Verifica
	P1.10	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.7	726	29,44	203,28	Verifica
	P1.11	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.8 e VR1.9	1476	28,64	413,28	Verifica
	P1.12	Pilar de 4xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.9 e VR1.15	984	66,55	275,52	Verifica
	P1.13	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	726	23,74	203,28	Verifica
	P1.14	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	726	23,74	203,28	Verifica
	P1.15	Pilar de 4xC90 que suporta a viga de reforço VR1.15	968	52,23	271,04	Verifica
	P1.16	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.16	726	13,96	203,28	Verifica
	P1.17	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	726	23,6	203,28	Verifica
	P1.18	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	726	23,6	203,28	Verifica
	P1.19	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	726	23,6	203,28	Verifica
	P1.20	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	726	23,6	203,28	Verifica

Tabela 50– Resistência à compressão dos pilares

Dimensionamento dos Pilares utilizando EC3

$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_{M0} = 1$

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Curva b
 $\alpha = 0,34$

Resistência à encurvadura por flexão segundo eixo yy (eixo forte)

Designação		Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L=L _{cr} (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _y (mm ⁴)	N _{cr,y} (N)	λ_y	ϕ_y	χ_y	
Pilares do R/C	P1.1	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.1	9,36	2700	492	2413006	686039,59	0,45	0,64	0,91
	P1.2	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.1 e VR1.2	20,92	2700	738	3619509	1029059,39	0,45	0,64	0,91
	P1.3	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.2 e VR1.3	20,92	2700	738	3619509	1029059,39	0,45	0,64	0,91
	P1.4	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.3	9,36	2700	492	2413006	686039,59	0,45	0,64	0,91
	P1.5	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	12,33	2700	738	3619509	1029059,39	0,45	0,64	0,91
	P1.6	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	12,33	2700	738	3619509	1029059,39	0,45	0,64	0,91
	P1.7	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.5	14,15	2700	738	3619509	1029059,39	0,45	0,64	0,91
	P1.8	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.5 e VR1.6	28,3	2700	1476	7239018	2058118,78	0,45	0,64	0,91
	P1.9	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.6, VR1.7 e VR1.8	57,91	2700	1476	7239018	2058118,78	0,45	0,64	0,91
	P1.10	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.7	29,44	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.11	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.8 e VR1.9	28,64	2700	1476	7239018	2058118,78	0,45	0,64	0,91
	P1.12	Pilar de 4xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.9 e VR1.15	66,55	2700	984	4826012	1372079,18	0,45	0,64	0,91
	P1.13	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	23,74	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.14	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	23,74	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.15	Pilar de 4xC90 que suporta a viga de reforço VR1.15	52,23	2700	968	1442912	410233,03	0,81	0,93	0,72
	P1.16	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.16	13,96	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.17	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	23,6	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.18	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	23,6	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.19	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	23,6	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72
	P1.20	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	23,6	2700	726	1082184	307674,77	0,81	0,93	0,72

Resistência à encurvadura por flexão segundo eixo zz

Designação		Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L (mm)	A _{eff} (mm ²)	I _z (mm ⁴)	N _{cr,z} (N)	λ_z	ϕ_z	χ_z	
Pilares do R/C	P1.1	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.1	9,36	2700	492	180756	51390,58	1,64	2,08	0,30
	P1.2	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.1 e VR1.2	20,92	2700	738	271134	77085,87	1,64	2,08	0,30
	P1.3	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.2 e VR1.3	20,92	2700	738	271134	77085,87	1,64	2,08	0,30
	P1.4	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.3	9,36	2700	492	180756	51390,58	1,64	2,08	0,30
	P1.5	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	12,33	2700	738	271134	77085,87	1,64	2,08	0,30
	P1.6	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	12,33	2700	738	271134	77085,87	1,64	2,08	0,30
	P1.7	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.5	14,15	2700	738	271134	77085,87	1,64	2,08	0,30
	P1.8	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.5 e VR1.6	28,3	2700	1476	542268	154171,73	1,64	2,08	0,30
	P1.9	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.6, VR1.7 e VR1.8	57,91	2700	1476	542268	154171,73	1,64	2,08	0,30
	P1.10	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.7	29,44	2700	726	227214	64599,01	1,77	2,34	0,26
	P1.11	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.8 e VR1.9	28,64	2700	1476	542268	154171,73	1,64	2,08	0,30
	P1.12	Pilar de 4xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.9 e VR1.15	66,55	2700	984	542268	154171,73	1,34	1,59	0,41
	P1.13	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	23,74	2700	726	227214	64599,01	1,77	2,34	0,26
	P1.14	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	23,74	2700	726	227214	64599,01	1,77	2,34	0,26
	P1.15	Pilar de 4xC90 que suporta a viga de reforço VR1.15	52,23	2700	968	302952	86132,01	1,77	2,34	0,26
	P1.16	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.16	13,96	2700	726	151476	43066,01	2,17	3,20	0,18
	P1.17	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	23,6	2700	726	151476	43066,01	2,17	3,20	0,18
	P1.18	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	23,6	2700	726	151476	43066,01	2,17	3,20	0,18
	P1.19	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	23,6	2700	726	151476	43066,01	2,17	3,20	0,18
	P1.20	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	23,6	2700	726	151476	43066,01	2,17	3,20	0,18

Resistência à encurvadura por flexão (Verificação)

Designação		χ_y	χ_z	χ	Carga N _{Ed} (KN)	Carga N _{b,Rd} (KN)	Verificação N _{Ed} ≤ N _{b,Rd}	
Pilares do R/C	P1.1	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.1	0,91	0,30	0,30	9,36	40,82	Verifica
	P1.2	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.1 e VR1.2	0,91	0,30	0,30	20,92	61,23	Verifica
	P1.3	Pilar de 3xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.2 e VR1.3	0,91	0,30	0,30	20,92	61,23	Verifica
	P1.4	Pilar de 2xC150 que suporta a viga de reforço VR1.3	0,91	0,30	0,30	9,36	40,82	Verifica
	P1.5	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	0,91	0,30	0,30	12,33	61,23	Verifica
	P1.6	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.4	0,91	0,30	0,30	12,33	61,23	Verifica
	P1.7	Pilar de 3xC150 que suporta a viga de reforço VR1.5	0,91	0,30	0,30	14,15	61,23	Verifica
	P1.8	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.5 e VR1.6	0,91	0,30	0,30	28,3	122,45	Verifica
	P1.9	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.6, VR1.7 e VR1.8	0,91	0,30	0,30	57,91	122,45	Verifica
	P1.10	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.7	0,72	0,26	0,26	29,44	52,55	Verifica
	P1.11	Pilar de 6xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.8 e VR1.9	0,91	0,30	0,30	28,64	122,45	Verifica
	P1.12	Pilar de 4xC150 que suporta as vigas de reforço VR1.9 e VR1.15	0,91	0,41	0,41	66,55	112,84	Verifica
	P1.13	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	0,72	0,26	0,26	23,74	52,55	Verifica
	P1.14	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.14	0,72	0,26	0,26	23,74	52,55	Verifica
	P1.15	Pilar de 4xC90 que suporta a viga de reforço VR1.15	0,72	0,26	0,26	52,23	70,06	Verifica
	P1.16	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.16	0,72	0,18	0,18	13,96	36,70	Verifica
	P1.17	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	0,72	0,18	0,18	23,6	36,70	Verifica
	P1.18	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.17	0,72	0,18	0,18	23,6	36,70	Verifica
	P1.19	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	0,72	0,18	0,18	23,6	36,70	Verifica
	P1.20	Pilar de 3xC90 que suporta a viga de reforço VR1.18	0,72	0,18	0,18	23,6	36,70	Verifica

Tabela 51– Resistência à encurvadura por flexão dos pilares

Os resultados finais da verificação ao dimensionamento da resistência à flexão composta com compressão dos pilares resumem-se na Tabela 52.

Dimensionamento dos Pilares utilizando EC3

$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_{Mo} = 1$

vento 0,9 KN/m²

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1$$

Resistência à flexão composta com compressão

	Designação	Carga N _{Ed} (KN)	Comprimento L=L _{cr} (mm)	A _{eff} (mm ²)	W _{effy} (mm ³)	W _{effz} (mm ³)	eNy (mm)	eNz (mm)	N _{c,Rd} (KN)	M _{y,Ed} (KNm)	M _{z,Ed} (KNm)	M _{cy,Rd} (KNm)	M _{cz,Rd} (KNm)	ΔM _{y,Ed} (KNm)	ΔM _{z,Ed} (KNm)	Equação	Verificação equação ≤ 1
Pilares do RC	P1.1	9,36	2700	492	31554	5816	0	0	137,76	0	1,48	8,84	1,63	0,000	0,000	0,97	Verifica
	P1.2	20,92	2700	738	47331	8724	0	4	206,64	0	1,48	13,25	2,44	0,000	0,084	0,74	Verifica
	P1.3	20,92	2700	738	47331	8724	0	4	206,64	0	1,48	13,25	2,44	0,000	0,084	0,74	Verifica
	P1.4	9,36	2700	492	31554	5816	0	4	137,76	0	1,48	8,84	1,63	0,000	0,037	1,00	Verifica
	P1.5	12,33	2700	738	47331	8724	0	4	206,64	0	1,48	13,25	2,44	0,000	0,049	0,68	Verifica
	P1.6	12,33	2700	738	47331	8724	0	4	206,64	0	1,48	13,25	2,44	0,000	0,049	0,68	Verifica
	P1.7	14,15	2700	738	47331	8724	0	4	206,64	0	1,48	13,25	2,44	0,000	0,057	0,70	Verifica
	P1.8	28,3	2700	1476	94662	17448	0	0	413,28	0	1,48	26,51	4,89	0,000	0,000	0,37	Verifica
	P1.9	57,91	2700	1476	94662	17448	0	0	413,28	0	1,48	26,51	4,89	0,000	0,000	0,44	Verifica
	P1.10	29,44	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,118	0,84	Verifica
	P1.11	28,64	2700	1476	94662	17448	0	0	413,28	0	1,48	26,51	4,89	0,000	0,000	0,37	Verifica
	P1.12	66,55	2700	984	63108	11632	0	0	275,52	0	1,48	17,67	3,26	0,000	0,000	0,69	Verifica
	P1.13	23,74	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,095	0,80	Verifica
	P1.14	23,74	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,095	0,80	Verifica
	P1.15	52,23	2700	968	32064	10928	0	0	271,04	0	1,48	8,98	3,06	0,000	0,000	0,68	Verifica
	P1.16	13,96	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,056	0,74	Verifica
	P1.17	23,6	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,094	0,80	Verifica
	P1.18	23,6	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,094	0,80	Verifica
	P1.19	23,6	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,094	0,80	Verifica
	P1.20	23,6	2700	726	24048	8196	0	4	203,28	0	1,48	6,73	2,29	0,000	0,094	0,80	Verifica

Tabela 52– Resistência à flexão composta com compressão dos pilares

4.2.6 Parafusos para cada tipo de ligações

Escolher os parafusos utilizando o método prescritivo

Paredes com as Fundação:

Os requisitos mínimos são efetuados de acordo com o estipulado na (Tabela 29) utilizando os seguintes parâmetros: Velocidade do vento de 113Km/h (Exposição B);

Exposição sísmica é a categoria C;

Pela (Tabela 29) —> Escolher o tipo de bucha: **Bucha M12//1,8m**

Paredes com Paredes:

É necessário verificar se a arquitetura proposta cumpre os requisitos mínimos para o revestimento estrutural (diafragma rígido vertical), considerando apenas os montantes e os painéis OSB que abrangem todo o pé-direito. Para determinar este valor, há que considerar os seguintes parâmetros da casa:

Edifício com um e dois pisos, inclinação da cobertura 3:12 (considera-se o mínimo), velocidade do vento de 113Km/h (Exposição B).

Área mínima de revestimento estrutural necessária → (Tabela 32) → 12% para um piso e 35% para dois pisos.

Deve-se multiplicar essa percentagem com os comprimentos de paredes necessários, com painéis que abranjam todo o pé-direito:

$$\text{Fachada de 14,93m: } 14,93 \times 12\% = 1,8\text{m}$$

$$\text{Fachada de 6,79m: } 6,79 \times 35\% = 2,4\text{m}$$

Os painéis de diafragma rígido vertical deverão ter no mínimo de parafusos mencionados nas tabelas (Tabela 31 e Tabela 3):

Montante/Canal = 2 x #8 em cada aba do perfil

OSB = #8 de embeber (cabeça oval) com espaçamento de 15cm no contorno

OSB = #8 de embeber (cabeça oval) com espaçamento de 15cm no intermédio

As emendas de canais deverão ter no mínimo de parafusos mencionados nas tabelas (Tabela 33 e Tabela 3):

6 parafusos de #8 de cabeça plana

Aplicam-se as mesmas disposições às ligações entre painéis de paredes de dois pisos consecutivos. Neste caso deverá ser usado a (Tabela 34 e Tabela 3).

2 parafusos de #8 de cabeça hexagonal

Vergas com os Montantes:

As fixações das vergas ao montante deverão obedecer a requisitos mínimos de fixação, conforme a (Tabela 35 e Tabela 3).

8 parafusos de #8 de cabeça plana para um verga com vão máximo de 4.88m

Paredes com as Lajes:

Os painéis de diafragma rígido horizontal deverão ter no mínimo de parafusos mencionados nas tabelas (Tabela 36 e Tabela 3):

Viga de pavimento/Canal de parede de suporte interior = 2 x #8 em cada viga

OSB = #8 de embeber (cabeça oval) com espaçamento de 15cm no contorno

OSB = #8 de embeber (cabeça oval) com espaçamento de 25cm no intermédio

Paredes com a Cobertura:

Os Requisitos de fixação dos vários elementos da cobertura estão mencionados nas tabelas (Tabela 37 e Tabela 3).

Viga de teto/Canal superior da parede subjacente = 2 x #8 em cada viga
 OSB = #8 de embeber (cabeça oval) com espaçamento de 15cm no contorno
 OSB = #8 de embeber (cabeça oval) com espaçamento de 30cm no intermédio

Na (Tabela 38) está mencionada o número de parafusos #10 nas ligações entre vigas de cobertura e vigas de teto. —> 8 parafusos #10

Na (Tabela 39) está mencionada o número de parafusos #10 nas ligações entre vigas de cobertura e de cumeeira. —> 3 parafusos #10

Verificação segundo a norma EN1993-1-8

Os resultados finais do dimensionamento da resistência do parafuso resumem-se na Tabela 53.

Resistente do Parafuso utilizando EC3

Lajes			
Resistente ao corte		Resistente ao esmagamento	
Diâmetro do parafuso	d= 6,3 mm	Diâmetro do parafuso	d= 6,3 mm
Área do parafuso	A= 31,17 mm ²	Espessura da chapa	t= 1,5 mm
	fub= 400 N/mm ²		f _u = 360 N/mm ² para aço S280GD+Z
	αv= 0,6		αb= 1
	γ _{M2} = 1,25		γ _{M2} = 1,25
			k1= 2,5
Lajes	F _{v,Rd} (KN)	V _{Ed} (KN)	Nº de parafusos n
Laje de Pavimento (LP)	5,99	15,06	2,52 → 3
Laje de Cobertura (LC)	5,99	9,23	1,54 → 2
Lajes	V _{Ed/n} (KN)	F _{b,Rd} (KN)	Verificação V _{Ed/n} ≤ F _{b,Rd}
Laje de Pavimento (LP)	5,02	6,80	Verifica
Laje de Cobertura (LC)	4,62	6,80	Verifica

Resistente do Parafuso utilizando EC3

Vigas					
Resistente ao corte		Resistente ao esmagamento			
Diâmetro do parafuso	d= 6,3 mm	Diâmetro do parafuso	d= 6,3 mm		
Área do parafuso	A= 31,17 mm ²	Espessura da chapa	t= 1,5 mm		
	fub= 400 N/mm ²		f _u = 360 N/mm ² para aço S280GD+Z		
	αv= 0,6		αb= 1		
	γ _{M2} = 1,25		γ _{M2} = 1,25		
			k1= 2,5		
Vigas	F _{v,Rd} (KN)	V _{Ed} (KN)	Nº de parafusos n		
Vigas de Cabeceira (VC)	5,99	VC1.4	31,92 5,33 → 6		
		VC1.5	20,58 3,44 → 4		
		restantes	12,27 2,05 → 3		
Vigas de Reforço (VR)	5,99	VR1.15	53,54 8,95 → 9		
		VR1.10	45,85 7,66 → 8		
		VR1.7	31,80 5,31 → 6		
		restantes	29,92 5,00 → 5		
Vigas	V _{Ed/n} (KN)	F _{b,Rd} (KN)	Verificação V _{Ed/n} ≤ F _{b,Rd}		
Vigas de Cabeceira (VC)	5,32	6,80	VC1.4	5,32	Verifica
			VC1.5	5,15	
			restantes	4,09	
Vigas de Reforço (VR)	5,95	6,80	VR1.15	5,95	Verifica
			VR1.10	5,73	
			VR1.7	5,30	
			restantes	5,98	

Paredes					
Resistente ao corte			Resistente ao esmagamento		
Diâmetro do parafuso	d= 4,2 mm		Diâmetro do parafuso	d= 4,2 mm	
Área do parafuso	A= 13,85 mm ²		Espessura da chapa	t= 1,5 mm	
	fub= 400 N/mm ²			f _u = 360 N/mm ²	para aço S280GD+Z
	α _v = 0,6			α _b = 1	
	γ _{M2} = 1,25			γ _{M2} = 1,25	
				k1= 2,5	
Paredes		F_{v,Rd} (KN)	V_{Ed} (KN)	Nº de parafusos n	
Paredes	C150//0,6	2,66	7,82	2,94	3
	C90//0,6		4,08	1,53	2
Paredes					
		V_{Ed}/n (KN)	F_{b,Rd} (KN)	Verificação	
Paredes	C150//0,6	2,61	4,54	V _{Ed} /n ≤ F _{b,Rd}	Verifica
	C90//0,6	2,04			

Pilares					
Resistente ao corte			Resistente ao esmagamento		
Diâmetro do parafuso	d= 6,3 mm		Diâmetro do parafuso	d= 6,3 mm	
Área do parafuso	A= 31,17 mm ²		Espessura da chapa	t= 1,5 mm	
	fub= 400 N/mm ²			f _u = 360 N/mm ²	para aço S280GD+Z
	α _v = 0,6			α _b = 1	
	γ _{M2} = 1,25			γ _{M2} = 1,25	
				k1= 2,5	
Pilares		F_{v,Rd} (KN)	V_{Ed} (KN)	Nº de parafusos n	
Pilares (P)	P1.12	5,99	66,55	11,12	12
	P1.9 e P1.15 restantes		57,91	9,68	10
			29,44	4,92	5
Pilares (P)					
		V_{Ed}/n (KN)	F_{b,Rd} (KN)	Verificação	
Pilares (P)	P1.12	5,55	6,80	V _{Ed} /n ≤ F _{b,Rd}	Verifica
	P1.9 e P1.15 restantes	5,79			
		5,89			

Tabela 53– Resistência do parafuso

As distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos, em função do diâmetro dos mesmos, apresentam-se na Tabela 54.

Distâncias mínimas					
Designação (#)	Diâmetro (mm)	e1 (mm)	e2 (mm)	p1 (mm)	p2 (mm)
6	3,5	4,20	4,20	7,70	8,40
8	4,2	5,04	5,04	9,24	10,08
10	4,8	5,76	5,76	10,56	11,52
12	5,3	6,36	6,36	11,66	12,72
14	6,3	7,56	7,56	13,86	15,12

Tabela 54– Distâncias mínimas de espaçamento entre os parafusos.

CAPÍTULO 5. – PROCESSO CONSTRUTIVO

5.1 FUNDAÇÕES

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

- *Ensoleiramento geral*: consiste numa laje armada que recebe e distribui os esforços no terreno. 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.

A Figura 77 ilustra uma fundação em ensoleiramento geral e sapata corrida



Figura 77– Fundações (Obras da PRORUAN - Branca e Cinfães)

a) Ensoleiramento geral b) sapata corrida.

5.2 PAREDES ESTRUTURAIS RESISTENTES

Sobre a fundação é aplicada um primeiro canal de base fixo através de ancoragens químicas com varão roscado. Entre este componente metálico e a fundação, é usualmente colocado uma tela isolante, composta de alumínio e fibras impermeáveis à água e aos vapores (ver Figura 78).



Figura 78– Fixação da estrutura a fundação (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).

As ancoragens são responsáveis em garantir a transferência das cargas da edificação à fundação e dessa para o terreno. Para tanto, devem estar devidamente ancorados à fundação e aos perfis de aço, nos pontos e formas definidos pelo cálculo.

No interior do canal de base fixo são erguidos na vertical, a intervalos regulares, vários perfis metálicos que posteriormente são fixos no topo a um novo canal metálico. Depois de as diversas paredes estarem unidas entre si, o esqueleto do edifício assemelha-se a um enorme caixa de aço aparafusada conforme ilustra a Figura 79.



Figura 79– Estrutura em LSF (Obras da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).

O conceito estrutural do sistema “*Light Steel Framing*” é dividir as cargas em um maior número de elementos estruturais, sendo que cada um é projetado para receber uma pequena parcela de carga, o que possibilita a utilização de perfis conformados com chapas finas de aço. A modulação ou malha de distribuição destes perfis, usualmente, é de 600mm. Esta modulação permite o controlo de utilização e a minimização do desperdício dos materiais complementares industrializados, que estão enquadrados no módulo fundamental de 600mm, tais como: fechamentos em placas estruturais OSB (Oriented Strand Board) colocadas pelo lado exterior e placas de gesso acartonado colocadas pelo lado interior conforme ilustra a Figura 80.



Figura 80– Placas OSB e de gesso acartonado (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).

A disposição dos montantes dentro da estrutura dos painéis, como suas características geométricas, de resistência e sistema de fixação entre as peças, fazem com que este esteja apto à absorver e transmitir cargas verticais e horizontais. Os elementos estruturais mais utilizados para garantir a estabilidade estrutural dos painéis e, consecutivamente da edificação do sistema, são os contraventamento e as placas de fechamento estruturais (Silvestre, 2010).

5.3 LAJES E COBERTURAS

O conceito estrutural do Sistema “*Light Steel Framing*”, dividindo as cargas entre os perfis, também, é utilizado para os elementos que suportam as lajes e coberturas. Os seus elementos trabalham bi-apoiados e deverão, sempre que possível, transferir as cargas continuamente, ou seja sem elementos de transição, até as fundações.

Para o sistema, existem dois tipos distintos de laje, denominados de laje “seca” ou “húmidas” (SCI, 1997).

As lajes “secas” (lajes entre pisos) podem ser compostas por painéis de madeira (OSB ou outros) ou placas cimentícias, apoiadas sobre perfis metálicos estruturais (vigas de entrepisos), (ver Figura 81).



Figura 81 – Lajes secas (Obras da PRORUAN - Cinfães).

Já as “húmidas”, (Lajes de coberturas e terraços) são compostas por formas de aço (telhas galvanizadas ou painel sandwich), telhas cerâmicas ou preenchidas com betão leve e telas impermeáveis (ver Figura 82).



Figura 82– Lajes húmidas (Obras da PRORUAN - Branca, Águeda e Ílhavo).

A cobertura pode ser calculada para suportar qualquer tipo de telha, desde cerâmicas até telhas de aço. Deve-se realçar que cada tipo de cobertura deve ser tratado dentro de suas especificidades; por exemplo, a telha cerâmica exige um isolamento hidrófugo, apoiado em algum substrato que garanta sua integridade (OSB, placa cimentícia ou outros) e este apoiado em uma subestrutura de perfis de aço.

As coberturas em telhas de aço, devido a sua capacidade de vencer grandes vãos e ao seu baixo peso, propiciam estruturas de cobertura mais leves e, consecutivamente, mais económicas.

5.4 LIGAÇÕES

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 e ancoragens químicas. A escolha de um tipo específico de ligação depende dos seguintes factores: (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.

A ligação aparafusada é a mais utilizada em LSF. 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 (ver Figura 83).



Figura 83– Parafusos (Obra da PRORUAN - Albergaria-a-Velha).

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 fecho 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 84 (Elhajj, 2004).



Figura 84– Tipos de pontas usadas nos parafusos no sistema LSF (Elhajj, 2004).

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 85.

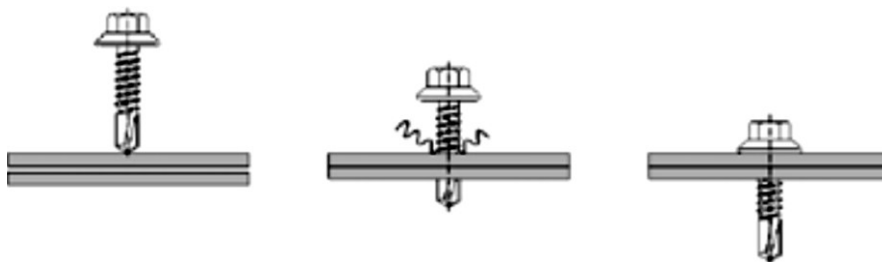


Figura 85 – Funcionamento dos parafusos com ponta broca (Freitas & Castro, 2006)

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

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.

O aço galvanizado pode também ser unido com solda de ponto ou solda contínua. Este tipo de ligação é o menos utilizado uma vez que é um processo lento e encare-se a sua mão-de-obra.

Nas ligações das paredes a fundação utilizam-se ancoragens químicas com varão roscada. Estas consistem na execução dum furo no betão armado, posteriormente limpo e injetado com resina epóxi e no qual é, seguidamente, colocada uma varão roscada. A resina epóxi garante a ligação da barra ao betão armado, e esta é ligada à estrutura como se ilustra na Figura 86. A principal vantagem deste método é que a estrutura já está construída quando este é executado, evitando erros de posicionamento das ancoragens (LSK, 2005).



Figura 86– Pormenor de ancoragem (Obra da PRORUAN – Albergaria-a-Velha).

CAPÍTULO 6. – CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta dissertação apresentaram-se alguns dos principais materiais empregues nas construções com perfis em aço leve (*Light Steel Framing* - LSF) e processo construtivo. O objetivo foi a realização de um projeto de estruturas com perfis em aço enformados a frio.

Inicialmente no capítulo 2 é dar a conhecer os materiais utilizados (materiais estruturais e não estruturais) e vantagens deste tipo de construção.

Seguidamente no capítulo 3, a análise estrutural e dimensionamento das construções em aço leve (LSF) utilizando o método prescritivo e os Eurocódigos. Posteriormente no capítulo 4, foi analisado e dimensionado um caso prático de um modelo estrutural em aço leve, estudando o comportamento da estrutura (Aço) em conjunto com os painéis estruturais (OSB). Neste trabalho foram apresentadas metodologias para a execução de um projeto de uma moradia em aço leve. Como se verificou ao longo da dissertação, o dimensionamento de estruturas em aço leve com aproveitamento do efeito de diafragma de painéis estruturais de OSB implica o recurso a diversos regulamentos. Tal deve-se, em grande parte, à interação de duas normas (EN1993 para os elementos de aço e a EN1995 para os elementos derivados da madeira). O dimensionamento pode tornar-se mais ou menos complexo dependendo de algumas características da construção em aço leve, tais como as condições de apoio, as restrições que podem ou não existir nas extremidades, a geometria da secção, a existência de reforços de extremidade ou intermédios e os contraventamentos. O efeito de diafragma rígido (painéis estruturais de OSB) faz com que todas as paredes e lajes estejam contraventadas no eixo fraco.

No capítulo 5, dá-se a conhecer o processo construtivo desde a fundação até a cobertura incluindo as ligações.

Por fim, ilustram-se algumas obras realizadas pela empresa PRORUAN.

6.2 OBRAS REALIZADAS

A empresa PRORUAN criada por Rui Bastos, especializada nas construções com perfis em aço enformados a frio ou *Light Steel Framing (LSF)*, conta já com um número interessante de obras no seu portefólio.

A Figura 87 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito na Branca, Albergaria-a-Velha no ano 2007.



Figura 87 – Obra da PRORUAN realizada na Branca (Ano 2007).

A Figura 88 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito em Cinfães no ano 2008.



Figura 88– Obra da PRORUAN realizada em Cinfães (Ano 2008).

A Figura 89 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito em Albergaria-a-Nova, Albergaria-a-Velha no ano 2009.



Figura 89– Obra da PRORUAN realizada em Albergaria-a-Nova (Ano 2009).

A Figura 90 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito em Ílhavo, Aveiro no ano 2010.



Figura 90– Obra da PRORUAN realizada em Ílhavo (Ano 2010).

A Figura 91 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito em Águeda no ano 2011.



Figura 91– Obra realizada em Águeda (Ano 2011).

A Figura 92 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito em S. Bernardo, Aveiro no ano 2012.



Figura 92– Obra da PRORUAN realizada em S. Bernardo (Ano 2012).

A Figura 93 ilustra a construção em LSF de uma moradia unifamiliar sito em Vale de Cambra no ano 2014.



Figura 93– Obra da PRORUAN realizada em Vale de Cambra (Ano 2014).

Referências bibliográfica

American Iron and Steel Institute (AISI) (2004). North American Specification (NAS) for the design of cold-formed steel structural members. Washington DC.

CEN. European Committee for Standardisation. (2003). EN1991-1-2.
Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.2: Actions on structures exposed to fire.
Bruxelas, Bélgica

CEN. European Committee for Standardisation. (2005a). EN 1993 -1-1.
Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1. General rules - rules buildings.
Bruxelas, Bélgica.

CEN. European Committee for Standardisation. (2005b). EN 1993 -1-2.
Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-2. General rule-Structural fire design.
Bruxelas, Bélgica.

CEN. European Committee for Standardisation. (2004). EN 1993-1-3.
Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-3. General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Bruxelas, Bélgica.

CEN. European Committee for Standardisation. (2006). EN 1993 -1-5.
Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-5. Plated structural elements. Bruxelas, Bélgica.

CEN. European Committee for Standardisation. (2003). EN1993-1-8.
Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Bruxelas, Bélgica.

CEN. European Committee for Standardisation. (2004). EN1995-1-1.
Eurocode 5 : Design of timber structures - Part 1-1: General Common rules and rules for buildings. Bruxelas, Bélgica.

Consulsteel. Steel Framing: Manual de procedimento. Visitado em 12 de Março de 2014 no sítio <http://www.consulsteel.com>.

Crasto, Renata Cristina Moraes de (2005). *Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framin.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Dias, Luís Andrade de Mattos (1997). *Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem.* São Paulo: Zigurate.

Elhajj, N. (2004). *Fastening of light frame steel housing: an international perspective.* National Association of Home Builders (NAHB), Marlboro, MD.

European lightweight steel-framed construction (LSK). (2005) – Arcelor

Freitas, A. S.; Castro, R. M. (2006). *Steel Framing Arquitetura – Manual de Construção em Aço.* Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço.

Futureng. *Engenharia para Light Steel Framing.* Visitado em 08 de Novembro de 2013 no sítio <http://www.futureng.pt>.

Gypsum Association. (2009). *Fire Resistance Design Manual.* Gypsum Association, Michigan.

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.

Grubb, P. J.; Lawson, R. M. (1997). *Building desing using cold formed steel sections: contruction detailing and practice.* Berkshire: Steel Constructions Institute (SCI) Publication.

Hilti. Visitado em 10 de Outubro de 2014 no sítio <http://www.hilti.pt>.

Landolfo, R.; Di Lorenzo, G.; Fiorino, L. (2002). *Attualità e prospettive dei sistemi costruttivi cold-formed*. Costruzioni metalliche No.1.

Metalica. Visitado em 16 de Março de 2014 no sítio <http://www.metalica.com.br>.

NP EN 1990 (2009). Bases para o projecto de estruturas. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-1 (2009). Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.

Perfisa. Visitado em 10 de Março de 2014 no sítio <http://www.perfisa.pt>.

Pereira Junior, Cléber José. (2004). Edifícios de Pequeno Porte Contraventados com Perfis de Chapa Fina de Aço. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro,.

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

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) - Decreto -Lei n.º 235/83, de 31 de Maio de 1983.

Rodrigues, F.C. (2006). Steel Framing Engenharia – Manual de Construção em Aço. Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço.

Rodrigues, F.C. (2000). Tabelas de Dimensionamento Estrutural para Edifícios com o sistema construtivo em Steel Framing. Departamento de Engenharia de Estruturas / Escola de Engenharia / UFMG - Belo Horizonte, MG, Brasil.

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

Silvestre, N.; Camotim, D. (2010). *Construção em “aço leve”*. revista da associação portuguesa de construção metálica e mista, ano 11, nº20.

Silvestre, N.; Pires, J.; Santos, A. (2013). Manual de conceção de estruturas e edifícios em LSF. CMM, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

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.

Usiminas, Steel Framing (2005). *Solução Usiminas para a construção civil*. Catálogo técnico, Belo Horizonte.

Vila Real, P.; Lopes, N. (2014). Caracterização geométrica de secções transversais em C, U e Ω de perfis metálicos enformados a frio. Laboratório de Estruturas e Resistência ao Fogo. Universidade de Aveiro

Anexo – Desenhos

Estes anexos só estão disponíveis para consulta através do CD-ROM.
Queira por favor dirigir-se ao balcão de atendimento da Biblioteca.

Serviços de Biblioteca, Informação Documental e Museologia
Universidade de Aveiro