



SISTEMA ESTRUTURAL *LIGHT STEEL FRAMING* PARA EDIFÍCIOS UNIFAMILIARES: CASO DE ESTUDO

Felipe Czornobai

Relatório final da Dissertação apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Outubro de 2019



SISTEMA ESTRUTURAL *LIGHT STEEL FRAMING* PARA EDIFÍCIOS UNIFAMILIARES: CASO DE ESTUDO

Felipe Czornobai

Relatório final da Dissertação apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção
No Âmbito da Dupla Diplomação com a Universidade
Tecnológica Federal do Paraná

Orientador: Prof. Doutor João Carlos Almendra Roque
Coorientador: Prof.^a Doutora Marina Rocha Pinto Portela Nunes

Outubro de 2019

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu pai senhor Roque Paulo Czornobai (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Instituto Politécnico de Bragança e a Universidade Tecnológica Federal do Paraná pela oportunidade de desenvolver este trabalho.

Aos meus orientadores, Professor Doutor João Carlos Almendra Roque e a Professora Doutora Marina Rocha Pinto Portela Nunes pelos conselhos e grande ajuda durante o desenvolvimento desse trabalho.

À minha querida mãe, senhora Salete Czornobai, pelo apoio incondicional.

Aos meus amigos e família pelos conselhos e apoio durante os tempos difíceis.

RESUMO

Em um primeiro momento, o trabalho busca fazer uma caracterização de construções modulares e de aço enformado a frio, comumente chamadas de *Light Steel Framing* (LSF), discutindo suas diferenças em relação a construções em concreto armado (betão armado). Posteriormente, apresentam-se informações sobre materiais, aplicações do sistema construtivo e dos procedimentos de dimensionamento estrutural de edificações unifamiliares concebidas em LSF.

Tendo em vista o cunho empírico adotado no popular método prescritivo para estruturas em LSF, busca-se compará-los com métodos normatizados de cálculo para verificar a segurança de uma edificação unifamiliar.

Para o método prescritivo de dimensionamento são utilizadas tabelas e informações fornecidas pelo Manual de Engenharia para LSF desenvolvido pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço. Foi escolhido para métodos de cálculo, o dos coeficientes parciais baseado em recomendações da Norma Brasileira (NBR) para construções em aço enformado a frio, NBR 14762:2010.

Com base na literatura abordada, será feita a escolha dos materiais e também de uma solução arquitetônica compatível com o sistema construtivo. Em seguida, são definidas as condições para aplicação dos métodos, possibilitando a concepção, modelagem geométrica, dimensionamento e verificações de segurança e funcionalidade de uma estrutura em LSF.

Por fim, serão apresentados os desenhos, quantitativos, relatórios de cálculo e resultados de dimensionamento usados no presente trabalho.

Ainda, a partir dos resultados será possível discutir algumas limitações do sistema construtivo e dos métodos empregados.

O presente trabalho pretende fazer um estudo comparativo entre métodos de dimensionamento de estruturas para edificações unifamiliares em LSF.

Palavras-chave: Light Steel Framing; Aço enformado a frio; Edificação unifamiliar; Método dos coeficientes parciais; Método prescritivo.

ABSTRACT

At first, the work seeks to characterize cold formed steel and modular constructions, usually call Light Steel Framing (LSF), discussing their differences from reinforced concrete (ferroconcrete) constructions. Subsequently, there will be presented informations about materials, applications of the building system and structural sizing procedures of single-family buildings projected in LSF.

Given the empirical approach adopted in the popular prescriptive method for LSF structures, the work seeks to compare them with standardized calculation methods to verify the safety of a single-family building.

For the prescriptive sizing method, it was chosen tables and informations provided by the Engineering Manual of LSF developed by the Brazilian Steel Construction Center. It was chosen for calculation methods, the partial coefficients based on recommendations of the Brazilian Standard (NBR) for cold formed steel constructions, NBR 14762: 2010.

Based on the literature approached, the choice of materials will be made and also a compatible architectural solution with the constructional system. Then, the conditions for application of the methods are defined, allowing the conception, geometric modeling, project and safety and functionality of an LSF structure.

Finally, the present work will be presented the drawings, quantitatives, calculation reports and sizing results.

With the results of this work it will be possible to discuss some limitations of the constructional system and the methods used.

The present work aims to make a comparative study between structural sizing methods for single-family buildings in LSF.

Keywords: Light Steel Framing; Cold formed steel; Single family building; Partial coefficients method; Prescriptive method.

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação	1
1.2. Objetivos.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Cenário Histórico da Construção.....	3
2.2. Concreto Armado	5
2.3. Construção Modular	9
2.4. Light Steel Framing	13
2.4.1. Definição	13
2.4.2. História.....	14
2.4.3. Aplicações.....	14
2.4.4. Fabricação dos Perfis	15
2.4.5. Sustentabilidade	18
2.4.6. Revestimentos	19
3. SISTEMA MODULAR LSF.....	20
3.1. Caracterização do Sistema LSF	20
3.1.1. Paredes	20
3.1.2. Lajes	29
3.1.3. Coberturas	36
3.1.4. Escadas.....	38
3.1.5. Fundações.....	39
3.2. Métodos de Dimensionamento	43
3.2.1. Método Prescritivo	43
3.2.2. Métodos dos Coeficientes Parciais.....	44
3.2.3. Cálculo e verificações de segurança.....	47
4. CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO UNIFAMILIAR EM LSF – CASO DE ESTUDO	56
4.1. Descrição Geral	56
4.2. Análise da Arquitetura.....	57
4.3. Concepção Estrutural e Modelagem	58
4.4. Materiais	60
4.5. Ações e combinação de ações	65

4.5.1. Ações Permanentes	65
4.5.2. Ações Variáveis.....	65
4.5.3. Combinação de Ações	68
4.5. Pré-Dimensionamento - Método Prescritivo	70
4.6. Análise Estrutural	72
4.7. Verificações de Segurança e Dimensionamento da Estrutura	73
4.8. Quantitativos e Desenhos	81
5. CONCLUSÕES.....	82
6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	84
REFERÊNCIAS	85
ANEXOS	88

LISTA DE FIGURAS

2.1	Gráfico tensão-deformação de aços.....	8
2.2	Pirâmides do Egito.....	10
2.3	O Pártenon	10
2.4	Sistema construtivo Modiko.....	11
2.5	Pré-fabricação dos perfis metálicos.....	11
2.6	Representação de módulos tipologia “séries”	12
2.7	Bloco ICF’s.....	12
2.8	Montagem de blocos ICF’s.....	13
2.9	Formas típicas de perfis enformados a frio	17
2.11	Perfil U simples e U enrijecido.....	17
3.1	Exemplo de composição de painel estrutural.....	20
3.2	Desenho esquemático de painel estrutural.....	21
3.3	Montantes e vigas <i>in line framing</i>	21
3.4	Ligação entre dois painéis.....	22
3.5	Encontro de três painéis.....	23
3.6	Encontro de quatro painéis.....	23
3.7	Parede com abertura.....	24
3.8	Tipos de vergas.....	24

3.9	Ombreiras.....	25
3.10	Contraventamento em X.....	26
3.11	Ancoragem de fita de contraventamento.....	26
3.12	Detalhe de fixação do contraventamento.....	27
3.13	Esquema de travamento horizontal dos montantes por meio de bloqueadores e fitas de aço galvanizado.....	28
3.14	Vigas de entrepiso entre paredes.....	29
3.15	Exemplo de composição de laje de entrepiso.....	30
3.16	Desenho ilustrativo dos elementos e condições estruturais em uma laje LSF.....	31
3.17	Detalhamento de vigas simplesmente apoiadas.....	31
3.18	Detalhamento de vigas com apoios intermediários.....	32
3.19	Reforço na ligação entre vigas.....	33
3.20	Exemplo de viga composta.....	33
3.21	Detalhamento de solução com viga hanger e com cantoneira respectivamente.....	34
3.22	Travamento lateral de vigas.....	34
3.23	Abertura nos perfis para tubulações.....	35
3.24	Parafuso auto-atarraxante de cabeça sextavada e ponta de broca.....	35
3.25	Parafuso auto-atarraxante.....	
3.26	Abertura nos perfis para tubulações.....	36
3.27	Cobertura plana com beiral.....	36
3.28	Telhado estruturado com caibros.....	37
3.29	Cobertura em telhas metálicas.....	37
3.30	Estrutura de telhado com elementos em madeira.....	37
3.31	Escada tipo viga inclinada.....	38
3.32	Montagem de escada com painéis escalonados.....	39
3.33	Detalhes de fundação em radier.....	41
3.34	Detalhes de fundação em sapata corrida.....	42
3.35	Peça de ancoragem da estrutura à fundação.....	43
3.36	Comportamento das secções à flexão	48
4.1	Esquema estrutural térreo.....	59
4.2	Esquema estrutural pavimento superior	59

4.3	Esquema estrutural completo.....	60
4.4	Painel revestido com placas de gesso.....	63
4.5	Coefficientes de forma para as paredes.....	77
4.6	Vento a 0 e vento a 90°.....	77
4.7	CPI a 0°.....	78
4.8	CPI a 90°.....	78

LISTA DE TABELAS

4.1	Peso próprio dos materiais.....	65
4.2	Sobrecarga de utilização	66
4.3	Combinações de ações para o ELU.....	69
4.4	Combinações de ações para o ELS.....	69
4.5	Resultados do dimensionamento de montantes do térreo.....	74
4.6	Resultados do dimensionamento montantes do pavimento superior.....	75
4.7	Resultados do dimensionamento de vergas.....	76
4.8	Resultados do dimensionamento vigas de pavimento.....	78
4.9	Deformação de vigas de pavimento.	78
4.10	Resultados do dimensionamento vigas de telhado.....	79
4.11	Deformações vigas de telhado.....	80
4.12	Resumo de quantitativos dos elementos do subsistema LSF.....	81
4.13	Resumo de quantitativos de revestimento.....	81

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO 1 – Propriedades Geométricas de Perfis – Página 89;
- ANEXO 2 – Arquitetura Original (1/2) - Página 90;
Arquitetura Original (2/2) - Página 91;
- ANEXO 3 – Arquitetura Adaptada (1/2) - Página 92;
Arquitetura Adaptada (2/2) - Página 93;
- ANEXO 4 – Concepção Estrutural (1/2) - Página 94;
Concepção Estrutural (2/2) – Página 95;
- ANEXO 5 – Vigas de Pavimento (1/2) - Página 96;
Vigas de Pavimento (2/2) - Página 97;
- ANEXO 6 – Painéis Térreos (1/4) - Página 98;
Painéis Térreos (2/4) - Página 99;
Painéis Térreos (3/4) - Página 100;
Painéis Térreos (4/4) – Página 101;
- ANEXO 7 – Painéis Pavimento Superior (1/4) – Página 102;
Painéis Pavimento Superior (2/4) - Página 103;
Painéis Pavimento Superior (3/4) – Página 104;
Painéis Pavimento Superior (4/4) – Página 105;
- ANEXO 8 – Tabela de Resultados de Dimensionamento – Elementos Mais Solicitados - Página 106;
- ANEXO 9 – Exemplo de Cálculo – Verificação das Resistências Mecânicas – Página 107;
- ANEXO 10 – Tabelas de pré-dimensionamento – Método prescritivo CBCA - Página 114/

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISI - Instituto Americano do Ferro e do Aço

CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço

HUD-U.S - Departamento dos Estados Unidos para a Habitação e Desenvolvimento Urbano

ICF - *Insulated Concrete Forms*

LSF - *Light Steel Framing*

LWF - *Light Wood Framing*

NAHB - Associação Nacional de Construtores Residenciais

NBR - Norma Brasileira

NSFA - Aliança Norte Americana de *Steel Framing*

OSB - *Oriented Strand Board*

1. INTRODUÇÃO

1.1. Motivação

A construção civil, no que diz respeito a edificações unifamiliares, possui um processo de produção constituído em muitas de suas partes de forma artesanal. Diferentemente das indústrias automobilísticas ou de *smartphones*, muitos elementos de uma edificação são produzidos *in loco*, dificultando assim padronizações e criando desinteresse na gestão de processos por parte de profissionais. Isso implica que na maioria das obras menores possuam processos e resultados diferentes [1].

Desse modo, há uma demanda crescente de métodos construtivos mais padronizados, que sejam de fácil execução com menores peculiaridades para edifícios unifamiliares. Dessa maneira, muitas empresas do ramo de construção vêm ofertando sistemas construtivos alternativos, como é o caso das edificações modulares [10].

As construções modulares são basicamente constituídas de elementos pré-fabricados. Existem diferentes graus de industrialização em função dos requisitos de produção para cada método, o foco muda da maneira tradicional de produção *in loco* para a montagem de peças. Esse tipo de construção fornece uma série de benefícios, tais como: a evidente diminuição de erros construtivos, maior produtividade, menor custo, maior sustentabilidade e em alguns casos a execução em lugares isolados e com problemas de logística [10].

Dessa forma, é importante estudar esses novos métodos construtivos e compará-los com os tradicionais. Comparações entre sistemas estruturais e complementares, desempenho térmico, acústico, orçamentos e cronogramas, permitem uma melhor visualização de suas vantagens e/ou desvantagens. Uma vez conhecidos os vários métodos e suas limitações, é possível determinar o método construtivo mais eficiente para cada situação.

1.2. Objetivos

Este trabalho pretende fazer um estudo comparativo entre métodos de dimensionamento de estruturas para edificações unifamiliares em Light Steel Framing (LSF). Primeiramente, serão discutidas diferenças e aplicações do sistema LSF em contraposição aos sistemas tradicionais de concreto armado. Depois, pretende-se comparar e discutir as características e aplicações entre métodos de dimensionamento empíricos, conhecidos como métodos prescritivos, que utilizam tabelas e ábacos, e métodos que utilizam cálculos normatizados, mais precisamente o método dos coeficientes parciais.

Os métodos possuem muitas diferenças de aplicabilidade entre si. Para estudá-los e elencar essas diferenças serão utilizadas informações e orientações provenientes de normas, manuais bem como pesquisas acadêmicas. Por fim, será avaliado a aplicação em um caso de estudo, desenvolvendo uma estrutura de uma edificação unifamiliar.

Os objetivos específicos são:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre a construção em concreto armado, construções modulares, características de edifícios em LSF, métodos prescritivos de LSF e métodos de cálculo normatizados para o dimensionamento em LSF;
- Caracterizar o sistema estrutural em LSF;
- Escolher uma solução arquitetônica para uma edificação unifamiliar, que seja compatível ou possível de adaptação para a lógica LSF, contendo no mínimo a planta baixa;
- Utilizar a arquitetura escolhida para desenvolvimento do projeto estrutural em LSF, utilizando tabelas prescritivas e métodos normatizados de cálculo;
- Apresentar e discutir os resultados de dimensionamento, limitações do sistema construtivo e comparação entre os métodos de dimensionamento utilizados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Cenário Histórico da Construção

A espécie humana ao desenvolver a agricultura e a pecuária deixou de ser nômade, estabelecendo-se e construindo abrigos nos quais sua subsistência torna-se possível. Esses abrigos, chamados hoje de edificações, passaram por evoluções e melhorias ao longo do tempo. Ao estudar os materiais e suas peculiaridades, desenvolveu-se uma variedade de métodos de construções eficientes. Conforme a civilização desenvolvia-se, as construções, por sua vez, também ganharam novos patamares. Além da utilização da madeira, da pedra, da palha e da terra, hoje, praticamente todos os tipos de materiais sólidos são utilizados, tornando assim a construção e o estudo dos materiais uma incrível e vasta ciência.

No final do século XIX, o uso do concreto tornou-se comum, o qual revolucionou a construção de edifícios até os dias atuais. Formado pela junção de cimento, água e agregados, confere grande resistência à compressão e uma ampla empregabilidade nos mais diferentes tipos de construção. Com uma escolha e distribuição granulométrica adequada de agregados, varia-se a relação água/cimento para conseguir propriedades mecânicas específicas para cada utilização.

Além de conferir economia, resistência e durabilidade, o concreto é um ótimo material para utilizar em conjunto com ligas metálicas como o aço. Além de suas propriedades de deformação compatíveis com o aço, o concreto consegue minimizar o maior ponto fraco do aço, sua tendência de corrosão ou oxidação natural causada por oxigênio e outros agentes.

Por isso o conjunto “concreto armado” é hoje o material de construção mais utilizado em Portugal e no mundo todo. Além de ser barato e durável, o concreto possui uma grande liberdade arquitetônica, fornecendo soluções viáveis e competitivas para quase todo tipo de edificação [1].

Contudo, o concreto armado possui alguns pontos negativos. Um deles, está relacionado ao fato de emitir uma alta taxa de gases poluentes durante seu processo de produção, sendo o mais preocupante o CO₂ [23]. Ademais, possui limitações técnicas, que se forem negligenciadas, podem inutilizá-lo. Essas limitações ou características podem estar relacionadas por exemplo, ao tempo de cura, a qualidade e origem do

cimento e agregados, ao processo de vibração a fim de eliminar o ar presente na mistura, ao recobrimento de armaduras e ao fendilhamento de áreas tracionadas.

Esses fatores influenciam nas variações da mistura do concreto e cada peça de concreto armado seja diferente quando produzido *in loco*. Essa possível variabilidade na qualidade dos produtos está fortemente relacionada aos processos de fabricação.

Também, os processos construtivos possuem grandes variações, geralmente em edificações pequenas, como casas unifamiliares. O cunho artesanal de fabricação, métodos e conhecimentos dos profissionais envolvidos são os motivos dessas variações. Como observado por Campos [13], esse aspecto artesanal da construção impede a padronização dos elementos construtivos, tornando difícil a garantia da qualidade.

Além dos cuidados com materiais e processos, as obras têm suas peculiaridades, as quais dependem das concepções e dos desenhos arquitetônicos. Por questões estéticas, econômicas e funcionais os projetos são excepcionalmente diferentes. Também, as edificações unifamiliares não costumam possuir padrão arquitetônico, uma vez que os projetos são elaborados conforme as necessidades e os desejos do usuário final.

Sendo assim, cada vez mais os órgãos fiscalizadores da qualidade, as universidades e os pesquisadores relacionados com a construção civil vêm tentando padronizar processos e encontrar materiais alternativos no que diz respeito ao concreto armado. Tendo como objetivo, desenvolver métodos de construção industrializada, reduzir erros patológicos e obter a satisfação dos usuários finais.

O que pode ser uma boa solução para esses problemas é o de construção modular. Segundo Gonçalves [2], a construção modular é constituída por elementos pré-fabricados, que são transportados e montados em obra. Permitem construções rápidas, com elementos altamente padronizados, baixa produção de resíduos e baixo risco aos trabalhadores.

2.1.1 Revolução Industrial e o Concreto Armado

Com a revolução industrial e invenções como a máquina a vapor, foi possível a industrialização do processo de produção de tijolo cerâmico (por volta de 1800), o que tornou comum a utilização de alvenaria estrutural de tijolos cerâmicos [3].

Com a euforia da revolução industrial, os antigos métodos de construção não foram capazes de competir com as novas soluções à base de ligas metálicas, aço e concreto armado, novidades no mercado. Com a popularização do cimento Portland e os

melhoramentos na produção do aço na primeira metade do século XIX a construção em alvenaria tornou-se obsoleta [3].

Os novos materiais, processos tecnológicos, desafios e correntes arquitetônicas do início do século XX como os edifícios altos e estudos da universidade de Chicago, diminuíram a competitividade das edificações em “alvenaria estrutural” e estimularam o desenvolvimento de princípios avançados e experimentais de dimensionamento.

“Naturalmente as estruturas em alvenaria, dimensionadas por regras empíricas intuitivas, com paredes muito espessas em edifícios altos, comparativamente às soluções muito mais esbeltas à base de estruturas metálicas e de concreto armado, tanto em termos económicos como funcionais – perda de espaço, custo e tempo de execução – tornaram-se desinteressantes” [3].

2.2. Concreto Armado

O concreto armado é a junção do concreto e de aço. Atualmente, continua sendo o material mais usado pelo homem em construções civis, pois possui algumas vantagens, maior resistência mecânica, durabilidade, dispõe de uma fácil moldagem e possui segurança contra o fogo [4].

O aço é produzido sob condições controladas e suas propriedades são facilmente caracterizadas em laboratório, ainda possui pouca variabilidade de composição. Por isso, não é de grande preocupação para os projetistas e executores de estruturas em concreto armado.

Entretanto, com o concreto a situação é completamente diferente. Se esse for produzido *in loco*, a mistura de diversos componentes pode gerar variações de resultado, pois, em geral, apenas o cimento é certificado.

Os agregados utilizados devem ter identificações de granulometria, medições de PH, existência de impurezas, entre outros, que geralmente são ignorados pelos executores de pequenas edificações. Essas características variam em cada lugar de extração dos agregados, influenciando o resultado da fabricação do concreto *in loco*.

Mesmo quando o concreto é certificado, os processos construtivos dos elementos/peças podem variar. Eles possuem uma grande quantidade de detalhes a serem observados durante o adensamento, cura, que dependem do ambiente no qual o produto está exposto, condições de humidade e temperatura [5].

A fabricação está sujeita a erros humanos, entre eles, pode-se citar: enganos nas leituras e interpretações de projeto, negligenciar posições, diâmetros e comprimentos das barras de aço, existência de armaduras, processos de cura e adensamento, além de juntas de dilatação.

Por isso, os atuais regulamentos ditam uma série de cuidados na utilização do concreto armado. O conjunto de normas europeias (eurocódigo 2) e portuguesas, definem propriedades esperadas do material, critérios de produção e comportamento dos elementos.

2.2.1. Concreto

O Concreto é um material formado a partir da mistura de cimento, agregados grossos, finos e água, podendo também conter uso de aditivos que fornecem diversos tipos de propriedades e comportamentos. A relação água/cimento define a resistência mecânica da mistura, que é limitada pelas propriedades dos agregados. É um material que resiste predominantemente à compressão, por isso é utilizado em conjunto com o aço, que tem boa resistência a tração.

O processo de fabricação das peças de concreto precisa garantir a mínima existência de poros ou ar. O método de dosagem de concreto de Treval Powers (1966) [7], que leva em conta as envoltórias de Mohr-Coulomb, deduziu teoricamente que a resistência à compressão depende somente da pasta de cimento em relação ao volume de vazios para um concreto totalmente hidratado.

Isso implica que apesar de utilizar uma pasta bem hidratada (aglomerante + água), com baixa relação água/cimento (resistência a compressão é inversamente proporcional a essa relação), em um concreto que não foi adequadamente adensado (com baixo volume de vazios), corre-se o risco de não atingir as propriedades mecânicas esperadas.

Esse risco é agravado pela condição de execução das peças, que quando fabricadas *in loco*, estão sujeitas a erros humanos no processo de adensamento [7].

O concreto tem dois estados principais durante a fabricação: o concreto fresco e o concreto endurecido. No primeiro o material encontra-se no estado plástico e é capaz de ser compactado e adensado. Já no segundo, o material possui uma certa resistência, que é proporcional ao grau de hidratação.

O ganho de resistência é grande nas primeiras horas de hidratação e vai diminuindo conforme passa o tempo. Geralmente a estagnação do ganho de resistência é de 28 dias, apesar de o concreto continuar ganhando resistência conforme passa o tempo, as normas geralmente usam o valor de resistência característica a compressão f_{ck} aos 28 dias.

Aos 28 dias, o concreto possui resistência que varia entre 60 e 90% da resistência no tempo infinito. Isso porque a hidratação do concreto varia conforme o tipo de cimento e as condições de cura.

Além disso, especificam uma gama de cuidados e procedimentos a fim de tornar as amostras e testes representativos. Também, as normas de estruturas exigem a extração de corpos de prova com o concreto utilizado nos edifícios, para garantir que o material tenha as especificações de projeto [7].

2.2.2 Armaduras

As armaduras utilizadas no concreto armado são feitas com aço-carbono e adições de elementos como manganês, silício, cromo, níquel, cobre e alumínio. As propriedades mecânicas do aço, como a resistência, a deformabilidade, a soldabilidade, a ductibilidade e a aptidão para tratamento térmico, dependem principalmente do teor de carbono utilizado no aço. Em geral, o teor de carbono varia entre 0.15 a 0.20% para armaduras ordinárias e de 0.5 a 0.8% para armaduras de concreto pré-esforçado [5].

As armaduras ordinárias, tem um máximo de teor de carbono de 0.24%, entretanto, com um teor de carbono superior à 0.20%, o aço perde sua capacidade de soldabilidade.[5]

A escolha do aço na construção civil é feita pela análise do gráfico de deformação-tensão conforme figura 2.1. Geralmente, na construção tradicional em concreto armado, utiliza-se o aço laminado a quente. Aços apresentam deformações plásticas antes do rompimento, o que pode servir de indicador de segurança em edifícios de concreto armado, pois com as grandes deformações, as peças começam a demonstrar fissuras antes do rompimento [5].

Quando as tensões do aço ultrapassam a tensão de cedência F_y , os aços laminados a quente ou “doces” começam a deformar, e eventualmente romperão. Esse tipo de deformação chama-se dúctil, ao contrário do aço endurecido a frio que é frágil, isto é, rompe com poucas deformações e sem indicar a possível insegurança da estrutura.

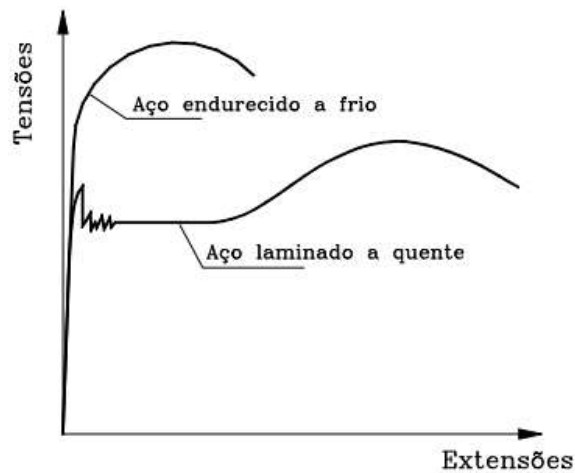


Figura 2.1: gráfico tensão-deformação de aços [5].

Nesse contexto, para se escolher o aço as propriedades geométricas dos varões que mais interessam ao projetista são: o diâmetro, o comprimento e a configuração da superfície. Os diâmetros disponíveis no mercado variam para cada país, sendo os mais comuns de 6 mm até 40 mm. Diâmetros superiores geralmente são utilizados para estacas, elementos de fundações e obras com grande carregamento como pontes.

Também, uma forma de identificar o aço e evitar erros construtivos, é verificando a configuração da superfície do varão, que pode ser lisa ou rugosa. A configuração mais utilizada com concreto é a rugosa, pois proporciona maior aderência entre os materiais. O desenho das nervuras também pode servir como indicativo das características do aço como a resistência última a tração. Por exemplo, as barras com nervuras uniformes e alinhadas de 400 MPa e as barras com nervuras alternadas de 500 Mpa [5].

2.2.3. Estruturas em Concreto Armado

O sistema estrutural em concreto armado, geralmente utiliza elementos estruturais, como lajes, vigas, pilares, sapatas, escadas e blocos de fundação. Esses elementos unidos entre si, contribuem para o sistema estrutural global. Os pilares, transferem as cargas de pisos superiores para inferiores ou para os elementos de fundação como sapatas diretas ou blocos sobre estacas, que por sua vez transmitem as cargas para o solo. [18].

A articulação desses elementos deve ser compatível com a arquitetura da edificação, além de permitir a segurança estrutural e funcional da construção. Cada

elemento estrutural deve conseguir garantir a segurança em relação aos Estados Limites Últimos e de Serviço, além de seguir recomendações da NBR6118:2014 [39]. Para se realizar o arranjo estrutural, é preciso classificar os elementos empregados, que geralmente são três: lineares, bidimensionais e tridimensionais.

Os elementos lineares têm dimensões muito maiores que as outras duas, como é o caso de vigas e de pilares. Os elementos bidimensionais têm dimensões muito menores que as outras duas, por exemplo as lajes e os pisos. Já os elementos tridimensionais têm dimensões mais uniformes, geralmente encontram-se em blocos de fundações e sapatas.

Quando se pretende conceber uma estrutura em concreto armado, deve-se primeiramente, alocar os pilares do edifício de forma compatível ao projeto arquitetônico. Por razões estéticas e funcionais os componentes estruturais e complementares devem preferencialmente ser invisíveis depois que a edificação se completa.

Dessa maneira, por exemplo, ao colocar um pilar junto a uma parede de 20 cm de espessura, é preferível que se mantenha a espessura do pilar menor ou igual mantendo assim a originalidade da arquitetura. O mesmo acontece com vigas sobre paredes, sua largura não deve ultrapassar a espessura da parede. Entretanto, nem sempre é viável dimensionar uma estrutura totalmente fiel a arquitetura. O que geralmente acontece é uma adaptação dessa arquitetura, de modo a torná-la mais eficiente do ponto de vista da engenharia.

2.3. Construção Modular

Segundo Sérgio [9], a coordenação dimensional modular pode ser definida como *“Uma metodologia, que visa criar uma dimensão padrão, que racionalize a concepção e a construção de edifícios, o que permite elevar o grau de industrialização da construção, mantendo, no entanto, liberdade de concepção arquitetônica dentro de valores aceitáveis”*.

No Brasil, o “sistema nacional de avaliações técnicas de produtos inovadores” (SINAT) do Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade do Habitat (PBPQ-H), que analisa novos produtos e processos de construção, levantou algumas premissas para formar um cenário nacional de construção industrializada [13]. Essas premissas são: parte do sistema construtivo deveria ser industrializada; o sistema deveria ser considerado inovador; produtividade no canteiro de obras (estaleiro); diminuição da diversidade dos

materiais empregados em obra; estimular baixa geração de resíduos no canteiro e fornecedores e montadores disponíveis no país.

Dessa forma, os possíveis sistemas construtivos que foram levantados são, em regras gerais, construções modulares:

- LSF: Sistema estrutural em perfis metálicos leves, enformados a frio, com fechamento em placas delgadas;
- Concreto-PVC: Sistema de paredes em concreto com formas de PVC (Policloreto de Vinila) incorporadas;
- *Light Wood Framing*: Sistemas construtivos estruturados em peças maciças serradas, com fechamento em chapas delgadas.

As construções modulares podem apresentar uma gama de materiais diferentes. No que diz respeito ao sistema estrutural, a grande maioria das soluções concentram-se em aço, madeira e concreto. A construção modular em seu conceito mais primitivo, sempre esteve associada à pré-fabricação. Essa premissa implica que muito do trabalho que seria realizado em obra numa construção tradicional, também será feito nas fábricas.

O fato de que a construção modular utiliza comumente elementos, processos e materiais padronizados, possibilita o controle de qualidade das peças produzidas, além de uma maior proximidade da arquitetura projetada e concluída. Dito isso, é fácil notar os benefícios desse tipo de modelo. Além de diminuir prazos de execução da obra, minimiza riscos e possíveis patologias causadas por possíveis erros construtivos ou improvisos.

Podemos ver com clareza as vantagens desse modelo construtivo, mas até chegar-se aos atuais padrões de qualidade e desempenho o percurso foi longo. Pode-se observar que, uma das primeiras vezes que esse conceito foi utilizado, são nas famosas pirâmides do Egito, nas quais já eram utilizados blocos pré-fabricados [10]. Conforme pode ser observado nas Figuras 2.2 e 2.3.



Figura 2.2 – Pirâmides do Egito [28]



Figura 2.3 – O Pártenon [29]

Ainda, nos templos gregos, utilizavam-se pilares de mesmo diâmetro. Como observado na Figura 2.3 acima. Pode-se inferir que a padronização transforma o que seria

um “quebra-cabeça” em algo possível de realização, tanto em obras gigantescas, como as pirâmides, quanto em pequenas, como as residências.

2.3.1. Construções modulares no mercado

Na Europa, já existem algumas empresas especializadas em construções modulares. Dada a necessidade de industrialização da construção, os empreendedores apostam em ideias e patentes que consigam atender a demanda por construções rápidas e padronizadas.

Por exemplo, a empresa Téketo [26] trabalha com perfis duplos C em LSF, uma patente que recebe o nome de “sistema construtivo Modiko” (ver figuras 2.4 e 2.5). A empresa oferece perfis, paredes e coberturas. O sistema dispõe de um grande controle de qualidade, dimensões padronizadas, flexibilidade para diversas soluções arquitetônicas e é de fácil transporte ao local da construção.



Figura 2.4: Sistema construtivo Modiko [26].



Figura 2.5: Pré-fabricação dos perfis metálicos [26].

Outra empresa especializada em construções modulares é a Modular System, que utiliza uma estrutura em madeira lamelada colada. Possibilita rapidez de construção e facilidade de transporte, além de uma grande flexibilidade de alteração nos módulos. Os módulos oferecidos possuem dimensões de 2,50 m por 5,80 m (ver figura 2.6), nos quais cada módulo pode formar um ou mais cômodos, criando uma edificação de acordo com as preferências e necessidades do cliente [25].



Figura 2.6: Representação de módulos tipologia “séries” (Modular System, 2013 apud Gonçalves, 2013). [2]

Uma alternativa desses sistemas é o *Insulated Concrete Forms* (ICF). Originário da Alemanha, tem se popularizado em locais com clima frio pelos seus baixos valores de transmissão térmica. O sistema funciona com peças de “esferovite”, que se encaixam umas nas outras e servem de cofragem não recuperável para o concreto [2], como pode ser observado nas Figuras 2.7 e 2.8.

Essas peças ou formas são leves e são formadas por camadas de um material isolante, como poliestireno expandido e já possuem espaçadores para armaduras. Se unem através de encaixes que confraternizam com concreto armado no seu interior.

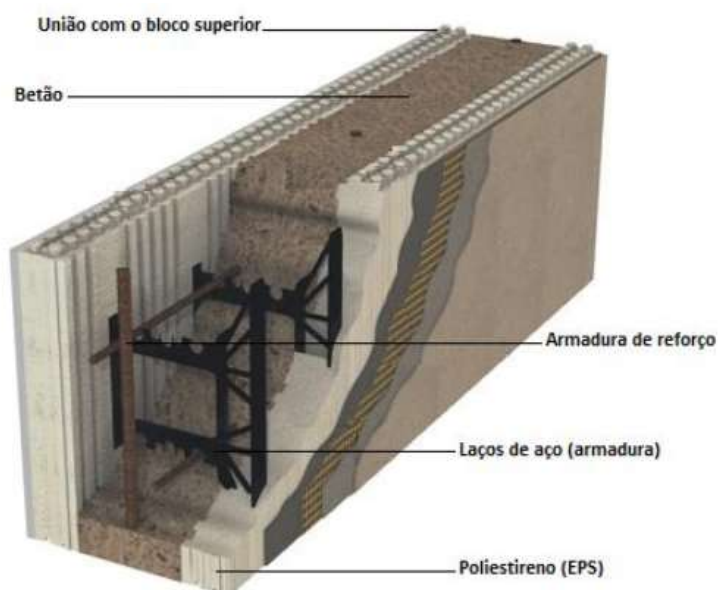


Figura 2.7: Bloco ICF's (Logix, 2008 apud Gonçalves, 2013) [2]



Figura 2.8: Montagem de blocos ICF's

Fonte: <https://multiservecaribbeanltd.com/our-products/>

2.4. Light Steel Framing

2.4.1. Definição

O sistema construtivo em LSF é um método construtivo modular desenvolvido pelos colonizadores da América do Norte. Baseado no conceito do sistema construtivo *Light Wood Framing* (LWF), utiliza perfis de aço galvanizado, dobrados em temperatura ambiente, geralmente por quinagem ou perfilagem, confere grande resistência e pequena massa [13].

Estruturas desse tipo são constituídas com perfis de aço enformados a frio, que recebem proteção contra corrosão por meio da galvanização. São utilizados para composição de painéis estruturais e não estruturais, vigas secundárias, vigas de piso, treliças e demais componentes do telhado.

É um sistema industrializado, pois tem a maioria dos elementos são pré-fabricados, que possibilita uma construção seca, com grande rapidez de execução se comparada aos sistemas tradicionais.

Outro nome popular é Light Gauge Steel Framing, que Gauge refere-se a uma unidade de medida para as espessuras das chapas de metal utilizadas para a fabricação dos perfis, medida essa que já está em desuso.

De acordo com Crasto et al. [11], LSF pode ser entendido como:

“Processo pelo qual se compõe um esqueleto estrutural em aço formado por diversos elementos individuais ligados entre si, passando estes a funcionar em conjunto para resistir às cargas que solicitam a edificação e dando forma a mesma.”

Segundo a empresa Futureng [12], que trabalha com LSF em Portugal, LSF pode ser definido como o sistema construtivo que recorre aos perfis de aço galvanizado enformados a frio. Esse termo e método construtivo não é uma patente, sendo, portanto, empregado no mundo todo apesar de receber variações em seu nome.

2.4.2. História

Pode-se dizer que, parte da razão do surgimento do sistema LSF foram os incêndios. Em Chicago (USA), no ano 1871, um grande incêndio alastrou-se pela cidade, como a maioria das construções possuíam madeira, os danos causados pelo fogo foram maiores. Também, em 1906, São Francisco sofreu com incêndios causados por sismos que deixaram aproximadamente 250 mil desabrigados [13].

Assim, buscando uma nova alternativa construtiva que mantivesse a produtividade e economia na construção, foi lançado na Feira Mundial de Chicago, em 1933, um protótipo de residência em LSF. Esse método, apesar da similaridade com o LWF, utilizava uma quantidade menor de materiais combustíveis (madeira), diminuindo assim os riscos de incêndios [11].

2.4.3. Aplicações

Diferentemente do concreto armado e outras construções metálicas, estruturas em LSF possuem peso próprio de materiais muito menores e corrobora para a utilização de materiais sustentáveis, geralmente, com melhor isolamento térmico e acústico. Além disso, construções desse tipo são quase que totalmente pré-fabricadas, construídas a seco, sendo somente montadas *in loco*, acelerando a construção e gerando uma quantidade menor de resíduos.

O LSF é indicado principalmente para construção de edifícios residenciais unifamiliares. Isso porque a vantagem do sistema estrutural é a sua compatibilidade com materiais de revestimento com ótimo conforto térmico e acústico, características que são principalmente buscadas nas residências.

A pequena massa dos materiais que compõem o LSF e a articulação dos elementos estruturais tornam esse método adequado para edifícios de pouca volumetria e pequenos vãos. Como é um sistema quase completamente pré-fabricado, consegue acelerar todo o processo construtivo, atendendo o mercado com maior rapidez que os

métodos convencionais. As características de pré-fabricação e montagem ligadas ao baixo peso e volume de materiais, tornam possível o transporte de materiais e execução em praticamente qualquer lugar. Mesmo em lugares onde não se consegue chegar com caminhões devido a estradas e outros limitadores de logística, métodos modulares como LSF, são uma ótima opção, e em alguns casos, a única opção viável.

Também pode ser utilizado na reabilitação urbana, onde é possível dividir espaços, acrescentar novos pisos ou remodelar telhados. É bastante empregado em edifícios antigos que mantêm apenas as fachadas intactas, causando pequenas alterações nas cargas devido ao baixo peso dos elementos [12].

O método LSF possui um controle de custos quase impossível de se alcançar com outros sistemas. O preço final é geralmente maior para uma única edificação, mas diminui conforme a padronização de projetos evolui. No caso de residências de interesse popular, massificação de construções como condomínios ou casas geminadas, os custos de construção são diminuídos drasticamente [12].

Como a montagem de peças é a maior parte da construção, projetos em série nesse estilo alcançam eficiência e baixos custos. Uma vez que se tenha as especificações de projeto, a construção torna-se mais simples, minimizando retrabalho e desperdício [12].

Entretanto, o método perde suas vantagens em arquiteturas excêntricas. As limitações arquitetônicas acontecem em grandes vãos e elementos em balanço como sacadas, onde as peças esbeltas de LSF não conseguem resistir aos esforços. Também na geometria, sendo difícil executar curvas e sendo a geometria básica e ligações entre elementos sendo pensadas para edificações ortogonais. Essas limitações serão mais discutidas mais à frente.

2.4.4. Fabricação dos Perfis

A fabricação dos perfis em aço enformado a frio geralmente dá-se por um processo de moldagem a frio denominado perfilagem ou quinagem. Na quinagem, usa-se uma máquina chamada “Quinadeira”, que dobra chapas metálicas e cria uma ou mais arestas, dando forma à secção.

Para que seja possível a dobra a frio dessas chapas, é necessário que as espessuras não sejam muito grandes. A NBR 15253 [16] nomeada como: “Perfis de aço

formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações — Requisitos gerais” de 2005, recomenda espessuras que variam entre 0,8 mm e 3 mm. Em complemento a essa norma, O capítulo 9 da NBR 14762:2010 [23] dita valores máximos de relação entre largura e espessura dos perfis que podem ser utilizados estruturalmente.

Ainda na fabricação, deve-se conter a corrosão em perfis de LSF, geralmente aplica-se uma camada de zinco ou alumínio-zinco, que também é conhecida como aço galvanizado [13]. A Norma brasileira NBR 15253:2005 [16] define a camada mínima de revestimento que as secções de aço devem ser submetidas. Essa camada varia entre 150-180 g/m² para perfis estruturais e 100g/m² para perfis não estruturais.

Quanto aos perfis fabricados *in loco*, são produzidos a partir de chapas de aço estrutural com imersão contínua a quente de zinco. A norma EN1993-1-3 [17] recomenda para estruturas o aço tipo S220GD+Z, que possui tensão de cedência (fy) maior que 220 MPa. Já para peças não estruturais o aço DX51D+Z, cuja tensão de cedência deve ser maior que 140 MPa [1].

Em Portugal, o aço mais utilizado para estruturas é o S280GD+Z, o qual possui tensão de cedência de 280 MPa e tensão última (fu) de 360 MPa. Uma empresa de referência na produção de perfis enformados a frio em Portugal é a Perfisa, que além de possuir certificações de qualidade, como a ISO 9001:2000, ainda baseia seu processo produtivo nas normas europeias, como a EN 10327 e EN 10326.

Em seu catálogo de vendas, a Perfisa oferece 32 tipos de perfis estruturais com comprimentos de até 12 metros e com espessuras que variam de 1,2 mm até 3 mm. Ela destaca algumas vantagens do uso desses perfis, que são:

- Significativa otimização estrutural, devido à obtenção de elevados valores de relação entre a resistência/peso;
- Obtenção de espessuras idênticas em todas as paredes da secção;
- Reduzidas tensões residuais;
- Elevada esbelteza das paredes da secção;
- Possibilidade de fabrico de perfis com comprimentos limitados apenas por sua capacidade de transporte (12m);
- Programação para perfuração automatizada, de forma a garantir o cumprimento exato das cotas;

- Elevada economia no aproveitamento de espaço, armazenamento em estaleiro, transporte e manuseamento.

A norma EN1993-1-3 [17] apresenta composições de secções de aço enformado a frio, que podem ser abertos, fechados e simples conforme figura 2.9.

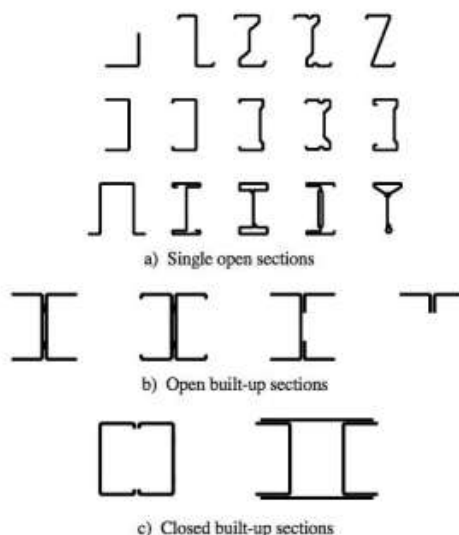


Figura 2.9: Formas típicas de perfis enformados a frio [17].

Neste trabalho, será utilizado para elementos verticais e horizontais, as secções exemplificadas na Figura 2.10, que possuem enrijecimento conforme as recomendações da NBR 14762:2010 [23].

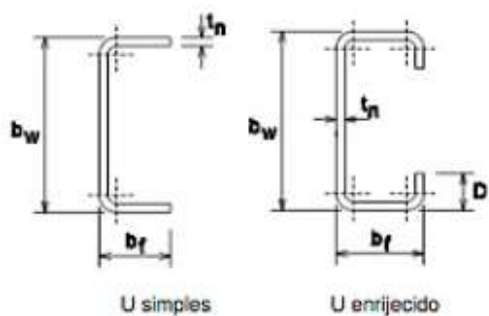


Figura 2.10: Perfil U simples e U enrijecido [17].

- “bf”: Largura de base ou mesa (b);
- “bw”: Altura da secção (c);
- “D”: Comprimento do enrijecimento (a);
- “tn”: espessura do perfil (e).

PERFIS	e (mm)	a (mm)	b (mm)	c (mm)
C90x1,5	1,5	15	43	90
U93x1,5	1,5	43	93	
C150x1,5	1,5	15	43	150
U153x1,5	1,5	43	153	
C200x2,0	2,0	15	43	200
U204x2,0	2,0	43	204	
C250x2,5	2,5	15	43	250
U255x2,5	2,5	43	255	

Figura 2.11: Perfis comerciais. [12]

Segundo a empresa Futureng [12] (construção e reabilitação de edifícios em aço leve), os perfis mais comuns utilizados no mercado português para edifícios são os de tipo U e U enrijecido (C ou Ue Ou UENR), cujas dimensões são descritas na Figura 2.11. De acordo com Rego [1], a norma EN:2009 [33] recomenda algumas medidas adicionais

referentes a durabilidade de estruturas em aço. Os perfis devem cumprir uma vida útil de pelo menos 50 anos, por isso, devem-se tomar medidas para conter e evitar problemas de corrosão.

2.4.5. Sustentabilidade

Construções em LSF podem ser consideradas uma opção sustentável em comparação as construções tradicionais. Os materiais utilizados contribuem para uma construção mais leve e com pouca geração de resíduos. Segundo Rego [1], algumas características devem ser destacadas nesse sistema, são elas: baixa massa; utilização de materiais recicláveis ou ecoeficientes; baixa espessura e excelente desempenho térmico.

Esse sistema apresenta um custo dos materiais empregados superior ao custo de sistemas tradicionais, como no caso da alvenaria. Contudo, levando em consideração toda a vida útil do edifício, e os gastos de execução, essas diferenças de custos podem ser atenuadas devido aos fatores [1]:

- A pequena massa do edifício reflete em menos gastos em termos de fundação, transporte e manuseamento na obra;
- Menor espessura ou volume dos elementos permite a otimização do transporte de materiais;
- O superior isolamento térmico, diminui os gastos com consumo de energia convencional necessária para a manutenção da temperatura interna do edifício;
- Os materiais são recicláveis ou ecoeficientes, contribuindo para a sustentabilidade do edifício, valor de mercado no final da vida útil, e desconstrução simples.

Além disso, conforme destacado por Campos [13], as estruturas LSF podem ser totalmente industrializadas, diminuindo a quantidade de sobras e resíduos gerados. Também, o aço utilizado nessas estruturas é 100% reciclável [21] por várias vezes, mantendo suas características intactas. As placas OSB utilizadas no edifício podem, após triagem, se tornar fertilizantes orgânicos, serragem para o uso no sistema de esgoto, lenha e até mesmo mobiliários.

Quanto as placas de gesso, podem ser transformadas em sulfato de cálcio e utilizadas como fertilizantes na agricultura, ou mesmo retornar para a construção no seu uso em cimento [13].

2.4.6. Revestimentos

Os revestimentos podem ser fechamentos verticais, são compostos por paredes externas e internas, bem como forros, lajes e telhados. No contexto do LSF, no qual busca-se uma industrialização ou modulação do edifício, é preferível utilizar materiais com baixo peso próprio e compatíveis com a modulação.

Segundo Crasto et al. [11], o sistema estrutural LSF possui grande potencial para industrialização, uma vez que sua modulação já é pensada para otimização de uso de chapas e placas de revestimento. Como regra geral, usa-se espaçamento de 400 ou 600 milímetros de distância entre perfis como modulação, esses números são múltiplos das dimensões das placas de gesso acartonado e *Oriented Strand Board* (OSB) que comumente são vendidas com 1200 mm de largura.

As placas de OSB e outros materiais pensados para uma construção seca, utilizando o conceito *drywall* como fechamento, são compatíveis com a modulação. Isso possibilita a racionalização da construção, com menos desperdícios devido a cortes e encaixes das placas.

Os elementos de fechamento, devem cumprir as exigências, a fim de garantir a satisfação do usuário. Essas exigências são observadas, por exemplo, na norma ISO 6241:1984:1984 [34], a qual elenca os requisitos básicos, são eles: segurança estrutural, segurança a fogo, estanqueidade, conforto termo acústico, conforto visual ou estético, adaptabilidade ao uso, higiene, durabilidade e economia.

Neste trabalho, temos como objetivo o desempenho estrutural da edificação, por isso, serão utilizados nos fechamentos materiais que contribuam para um baixo peso próprio da edificação. Ainda que existam muitos outros materiais possíveis de utilização, os painéis OSB e as placas de gesso acartonado são os mais utilizados nos edifícios LSF em todo o mundo.

3. SISTEMA MODULAR LSF

3.1. Caracterização do Sistema LSF

O sistema estrutural em LSF, diferentemente do concreto armado, tem como característica marcante utilizar todo desenho arquitetônico como base para o desenho estrutural, conceito conhecido como “*in line framing*”. Geralmente não havendo elementos estruturais onde não há paredes, como é o caso do uso de pilares isolados em concreto armado.

Por exemplo, os elementos verticais como as paredes são desenhados não só como elementos arquitetônicos, mas também como integrantes do sistema estrutural do edifício. As paredes ou painéis, são alinhadas entre os pisos e compostos por elementos verticais, chamados de montantes, que são espaçados a cada 400 ou 600 milímetros, nos quais são fixados os elementos de vedação (ver figura 3.1) [11].

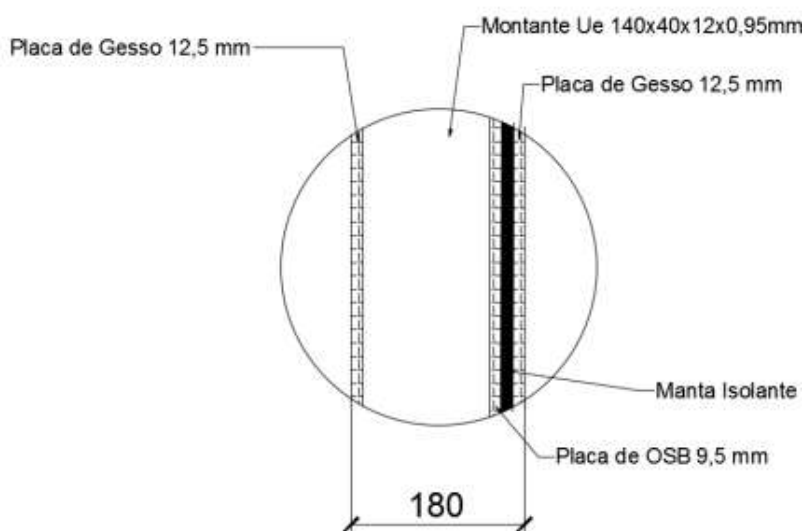


Figura 3.1: Exemplo de composição de painel estrutural [40].

Os montantes, junto com outros elementos de ligação e de contraventamento, formam “painéis estruturais” ou “painéis autoportantes”. E, são classificados em painéis de compressão, corte e quando não tem função estrutural divisórias.

3.1.1. Paredes

As paredes ou painéis estruturais são formados por elementos com secção transversal U enrijecido que são denominados montantes, os quais devem estar espaçados

segundo a literatura ou em 400 mm ou 600 mm (ver figura 3.2), salvo em esquinas (encontro de paredes) e outras singularidades como em locais com cargas concentradas.

De modo geral, os montantes transmitem as cargas verticais por contato direto por meio de suas almas, por isso as secções devem estar alinhadas de um nível para outro e com as vigas de pavimento, isto é, não deve haver excentricidades. Essa característica dá origem ao conceito estrutura alinhada ou *in line framing* conforme figura 3.3.

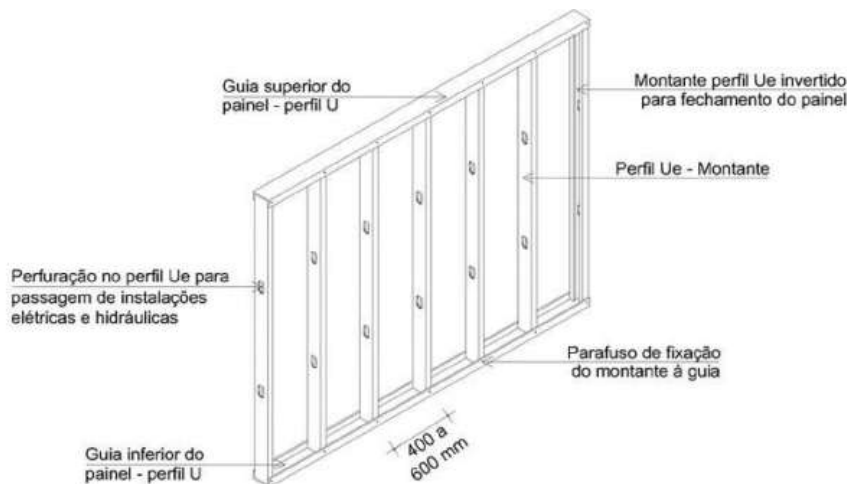


Figura 3.2: Desenho esquemático de painel estrutural [21].

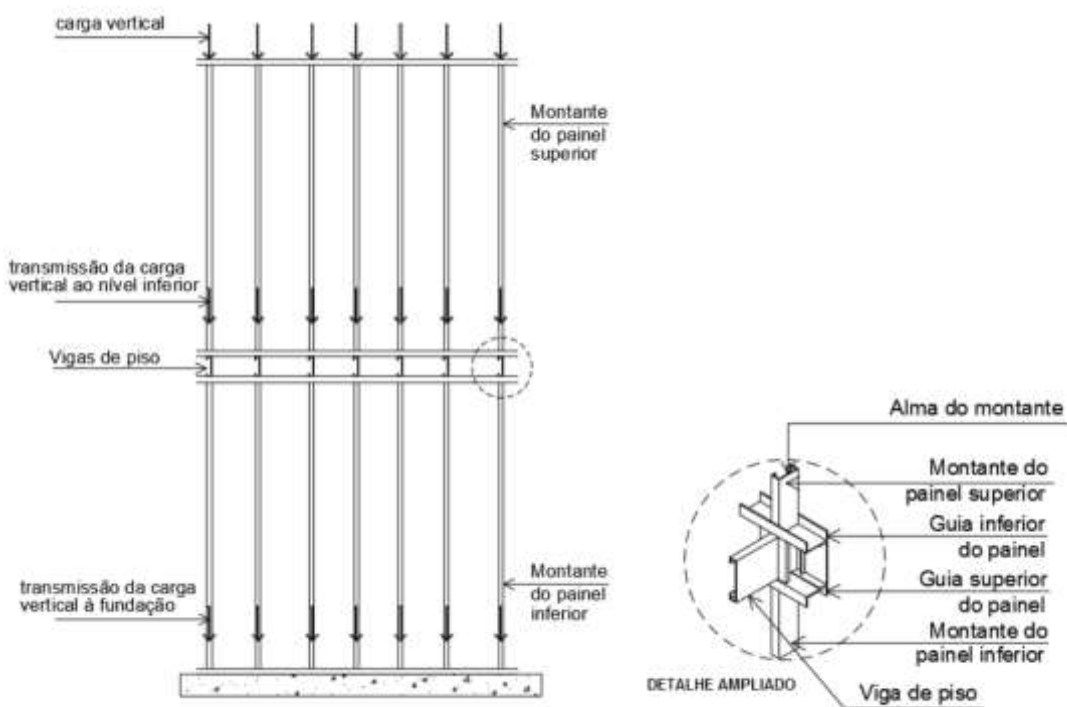


Figura 3.3: Montantes e vigas *in line framing* [11].

Conforme a distância entre montantes aumenta, maior os esforços aplicados em cada barra e vice-versa. Em alguns casos a modulação pode chegar a 200 mm quando está sujeita a grandes cargas como a de um reservatório de água [11].

As paredes também são formadas por perfis metálicos horizontais de secção transversal U, denominadas “guias”, que situados nos topos dos montantes. A função das guias é a de fixar os montantes constituindo um quadro estrutural. Ou, então em outros casos interromper o vão em aberturas, em conjunto com elementos em verga retransmite as cargas dos montantes interrompidos.

3.1.1.1 Encontro de paredes

O encontro entre paredes deve ser ortogonal e pode ser feito de diversas formas. O tipo é escolhido pelo projetista, que varia em função do número de paredes a serem conectadas. É importante a verificação dessa ligação para garantir a rigidez do sistema, disponibilizar uma superfície para fixação adequada dos elementos de vedação e economia de materiais.

Basicamente a união de paredes ortogonais se dá com a ligação entre montantes através de parafusos estruturais ou também conhecidos como parafusos sextavados (ver figuras 3.4, 3.5 e 3.6).

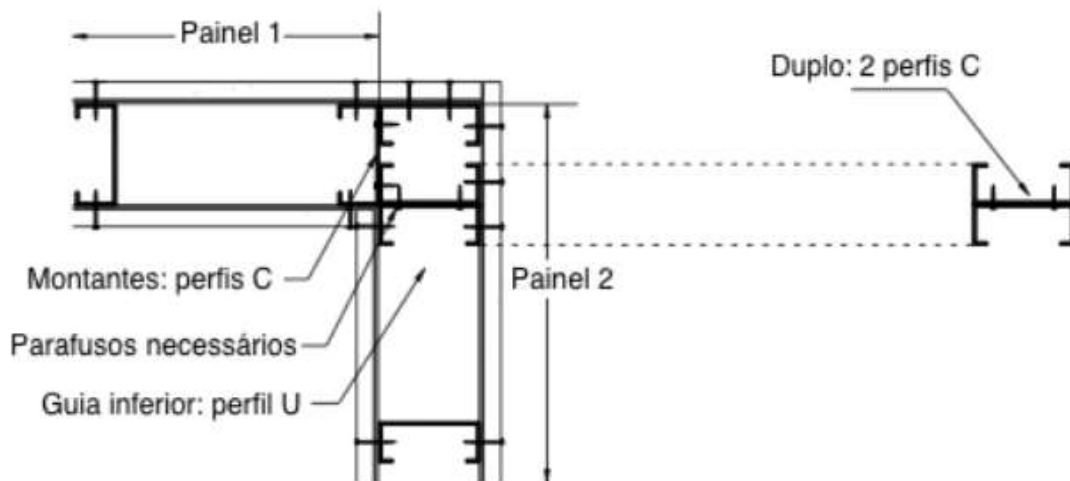


Figura 3.4: Ligação entre dois painéis [1].

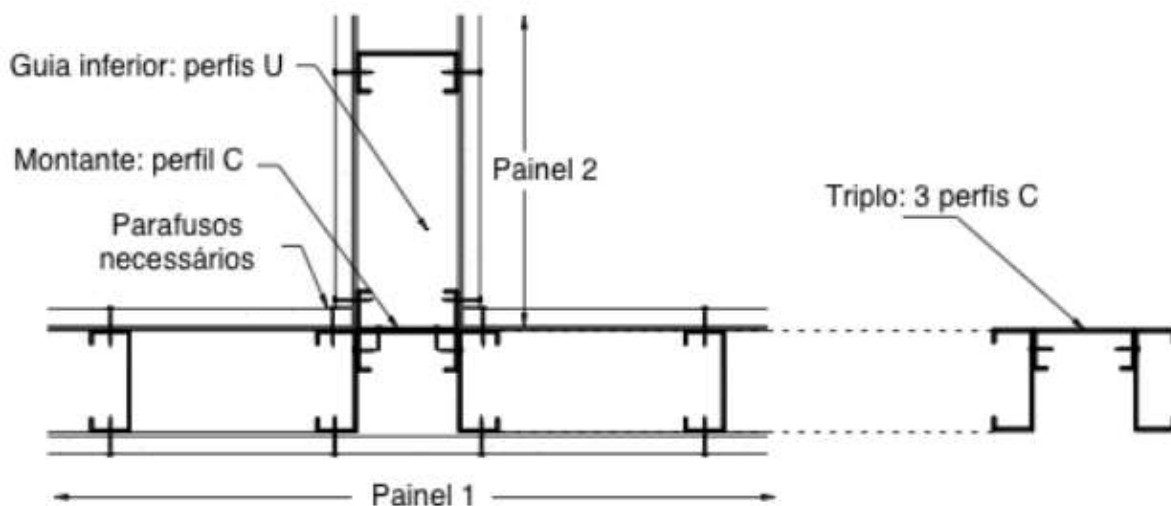


Figura 3.5: Encontro de três painéis [1].

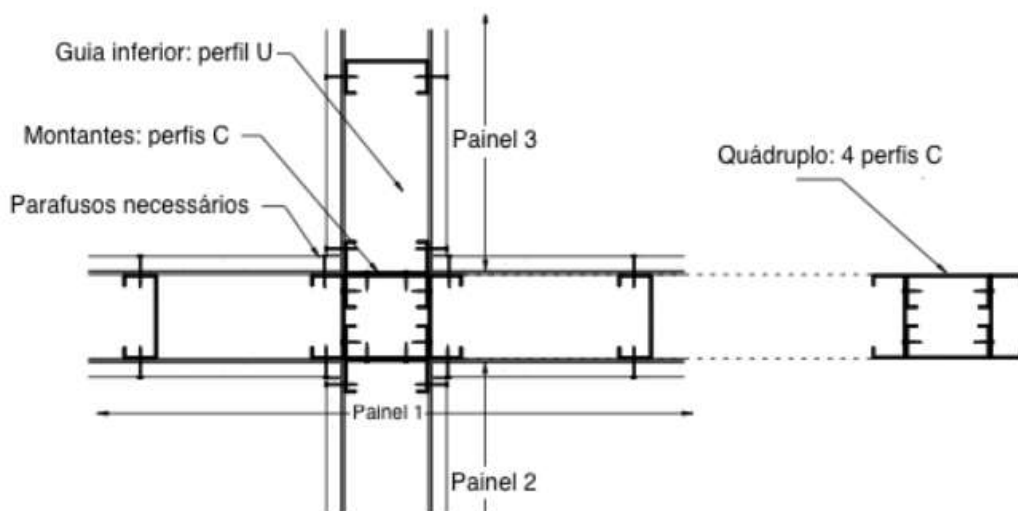


Figura 3.6: Encontro de quatro painéis [1].

3.1.1.2 Vergas

Segundo Crasto et al. [11], a verga pode ter várias combinações de perfis, mas o mais comum é o uso de dois perfis U enrijecido (perfil UENR ou c), conectados através de uma peça aparafusada nos topos, geralmente um perfil U, com altura igual a verga menos a aba da guia superior do painel e por uma peça chamada guia da verga que é fixada às mesas inferiores dos dois perfis UENR. Também, a guia da verga é ligada as ombreiras, evitando a rotação da verga, permitindo a fixação dos montantes de composição (ver figura 3.7 e 3.8).

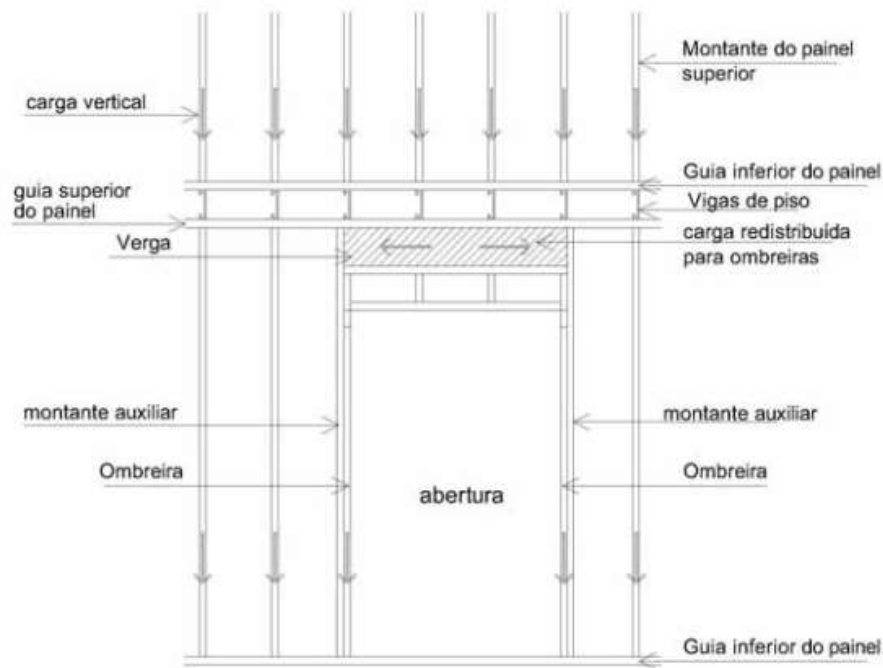


Figura 3.7: Parede com abertura [11].

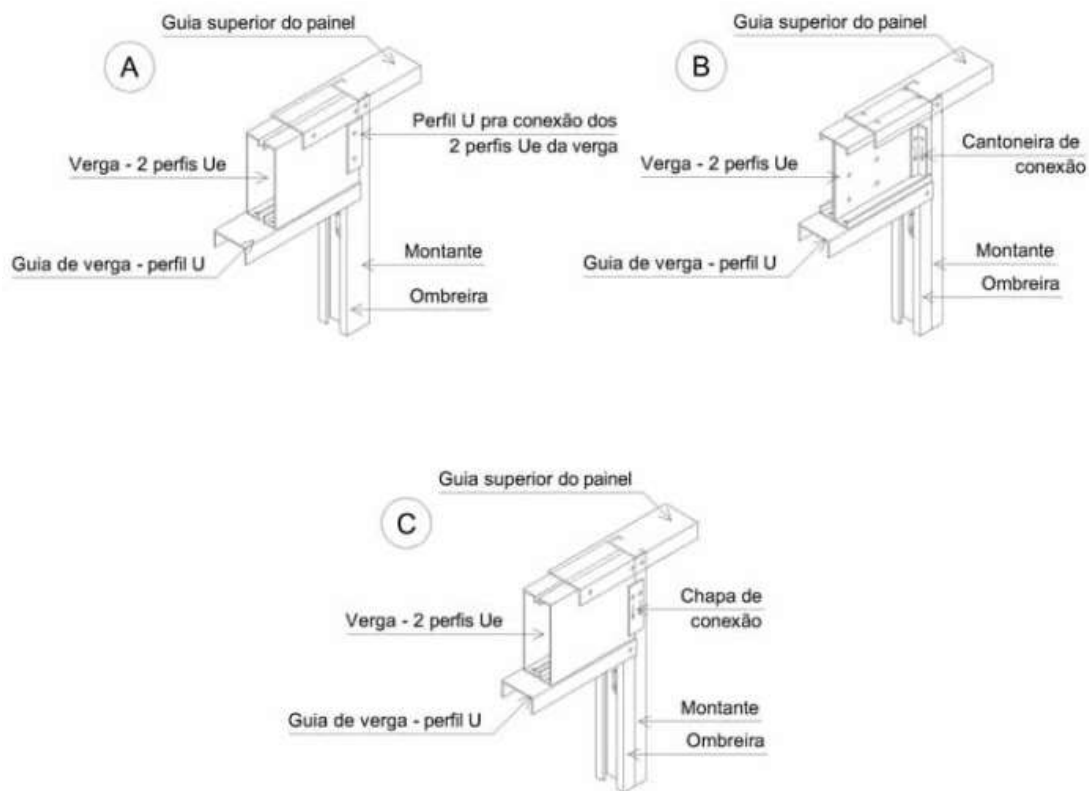


Figura 3.8: Tipos de vergas [11].

Outras composições para elementos de vergas nas aberturas podem ser utilizadas desde que com seus desempenhos comprovados por meio de cálculo, como é o caso das vergas treliçadas.

As ombreiras servem de apoio para as vergas e são dispostas desde a guia inferior do painel até a guia da verga. A quantidade de ombreiras para o apoio varia, sendo definida por cálculo ou respeitando recomendações de métodos empíricos. Por regra pode-se adotar sendo sempre um valor par maior ou igual ao número de montantes interrompidos pela abertura, conforme Figura 3.9 [11].

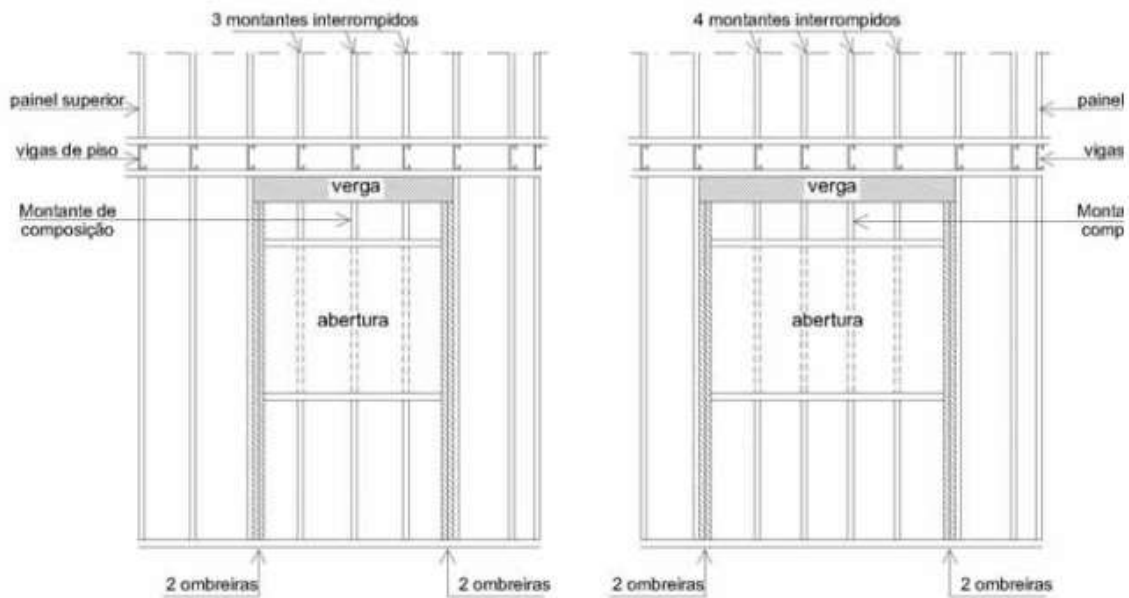


Figura 3.9: Ombreiras [11].

Os montantes que servem de fixação para as ombreiras e vergas são chamados montantes auxiliares. Também, a “guia de abertura” faz o acabamento superior e inferior através de um perfil U com 10 cm de sobra para cada lado. Essa sobra é dobrada em 90° e serve como fixação para as ombreiras, semelhante aos bloqueadores.

3.1.1.3 Estabilização da estrutura e contraventamentos

Como os montantes são dispostos de forma a só resistirem esforços axiais, é preciso a concepção de outros elementos que os travem lateralmente, absorvendo esforços oriundos de cargas horizontais como vento ou sismos.

Para garantir a estabilidade da estrutura e para que resista aos esforços horizontais é preciso transferi-los à fundação por meio de contraventamentos.

Recomenda-se o uso de bloqueadores nas paredes verticais e pisos, bem como diafragmas rígidos nos planos dos pisos. O fechamento da estrutura é realizado com placas OSB, ou semelhante, que funcionam como contraventamento no plano vertical e horizontal. A NBR 14762:2010 [23] não recomenda considerar para efeito de cálculo

devido a durabilidade das placas, por isso, pode ser necessário prever bloqueadores em todos os painéis e lajes.

Os contraventamentos mais utilizados em estruturas de *Light Steel Framing* são do tipo “X” conforme figura 3.10. Basicamente são executados através de fitas de aço galvanizado fixadas na face das paredes verticais e ancorados adequadamente à fundação conforme figura 3.11 e 3.12. Funcionam como elemento de cabo e suas secções são definidas por cálculo e sua disposição descrita no projeto estrutural.

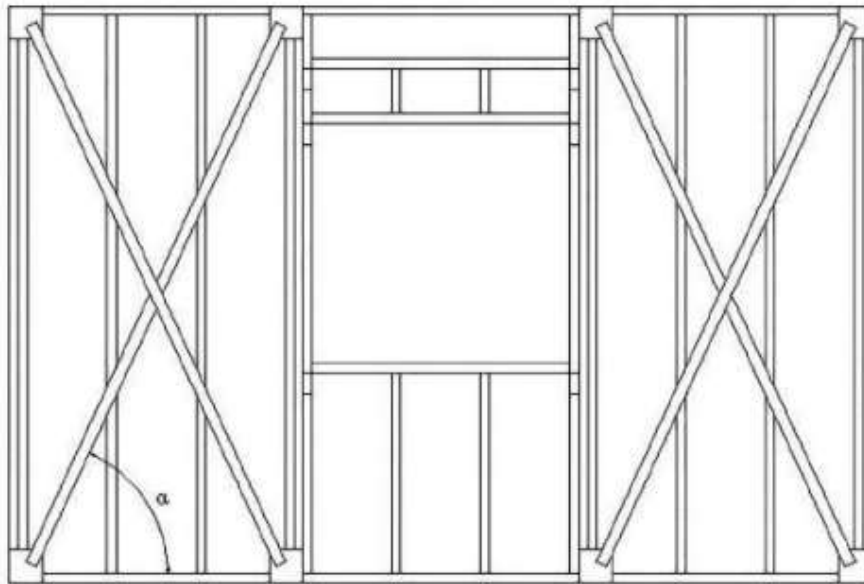


Figura 3.10: Contraventamento em X [11].

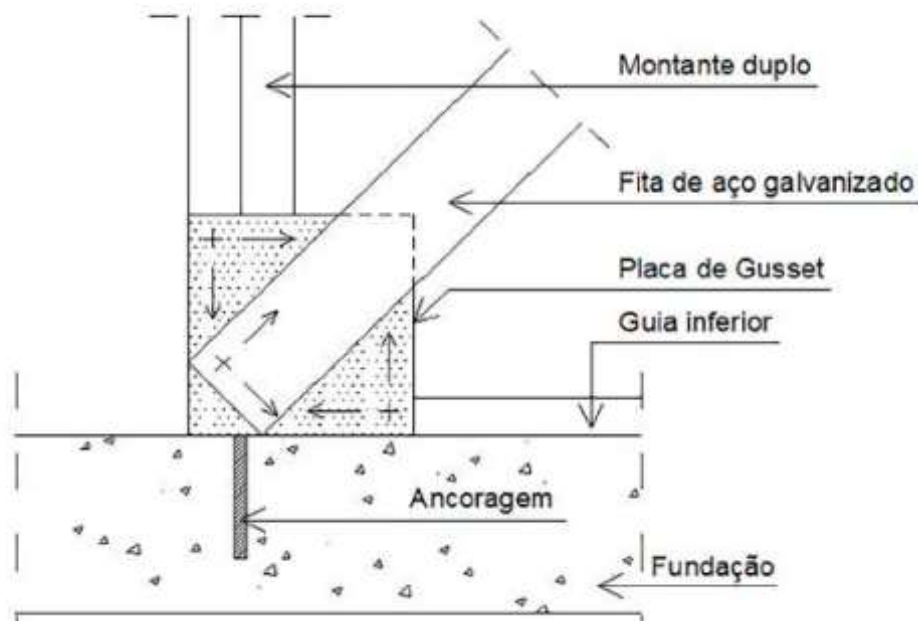


Figura 3.11: Ancoragem de fita de contraventamento [11].

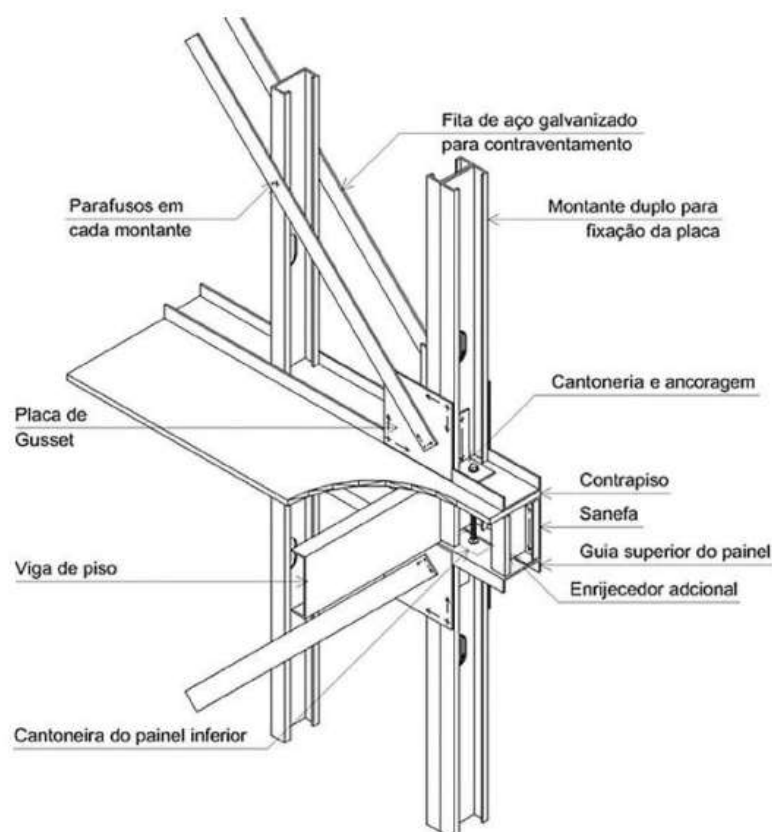


Figura 3.12: Detalhe de fixação do contraventamento [11].

Recomenda-se que a disposição do elemento faça um ângulo com a base maior do que 30° , pois para ângulos pequenos a tensão na fita metálica é pequena e por tanto não absorve os esforços horizontais. Para melhor eficiência, a inclinação das diagonais deve estar entre 30° e 60° .

As fitas diagonais serão dimensionadas conforme as cargas horizontais, como o sentido de atuação do vento. Pode ser considerada como elemento rígido, resistindo a tração e compressão, ou como elemento de cabo, resistindo somente a tração. Se for considerado como elemento de cabo, é necessário o tensionamento das fitas durante a instalação, pois caso contrário o painel deformará antes que o contraventamento entre em ação.

Quando não é possível utilizar o contraventamento em “X”, devido a existência de aberturas ou ângulo inadequado para instalação das fitas, pode-se utilizar o contraventamento do tipo “K”. Sendo formado através de perfis “UENR” e agem tanto a tração quanto a compressão. Entretanto, nesse tipo de contraventamento, são necessários

montantes adjacentes mais robustos, possui dificuldades de conexão entre as peças e pode gerar excentricidades nos painéis [11].

3.1.1.4 Bloqueadores

Segundo o Manual de Engenharia para *Steel Framing* do CBCA [21], as peças podem apresentar modos de flambagem (encurvadura) global elástica por flexo-torção, isso por conta da geometria dos perfis dos montantes U enrijecido. Como o centro da secção não coincide com o centro de torção, geram-se excentricidades.

Uma forma de contornar o problema é diminuir o “comprimento efetivo de flambagem” ou o “comprimento de encurvadura” com a utilização de bloqueadores e/ou fitas ao longo do painel (ver figura 3.13).

Seguindo esse raciocínio, utiliza-se uma linha de bloqueadores na metade da altura do painel, quando o pé direito é menor que 2750 mm, ou duas linhas dispostas a um terço e dois terços da altura, quando o pé direito for maior.

As secções dos bloqueadores podem ser as mesmas ou maiores que as dos montantes, isto é, dimensões nominais de base e alma iguais, possibilitando a fixação adequada.

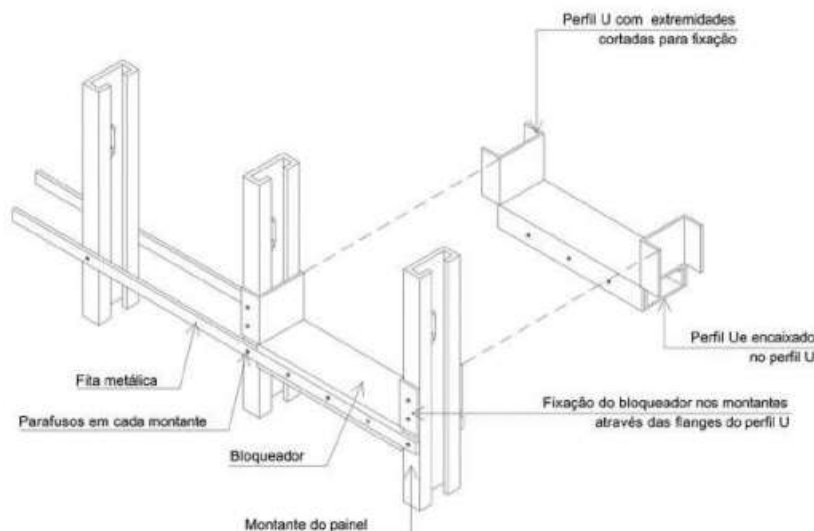


Figura 3.13: Esquema de travamento horizontal dos montantes por meio de bloqueadores e fitas de aço galvanizado [21].

3.1.2. Lajes

As lajes e/ou sistemas de entrepiso para LSF, geralmente possuem a mesma lógica das paredes, isto é, as vigas são espaçadas conforme a modulação escolhida (400 ou 600 mm). São formadas por vigas geralmente de perfil “UENR” (Ue) que ficam apoiados entre guias e os perfis dos painéis verticais e são fixadas através de um perfil “U” chamado “sanefa” ou guia de entrepiso (ver figura 3.14), também recebem revestimento OSB conforme figura 3.15. É importante manter a posição dessas vigas alinhadas com os perfis verticais para não gerar excentricidades e momentos nas guias.

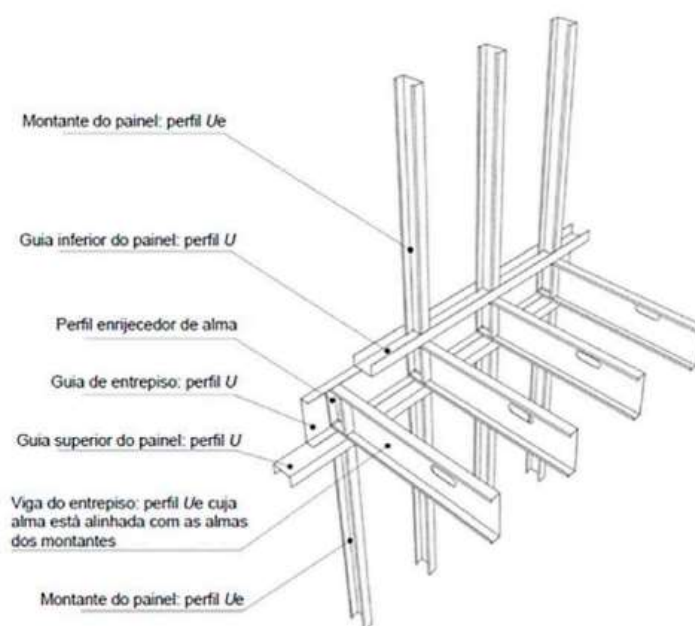


Figura 3.14: Vigas de entrepiso entre paredes [21].

A disposição das vigas é geralmente orientada para obter a menor distância entre os apoios, diminuindo os vãos e garantindo perfis com menor área da seção transversal que conseqüentemente são mais baratos. Os perfis devem possuir inércia suficiente para resistir as cargas solicitantes e garantir deformações inferiores as máximas definidas pelas normas vigentes como a NBR14762 [23].

As vigas de piso são responsáveis pela transmissão de cargas atuantes na laje, como peso próprio e sobrecarga de utilização (pessoas e mobiliário). O contrapiso pode ser considerado como diafragma horizontal ou contraventamento desde que devidamente conectado as vigas de pavimento, por exemplo, com placas OSB aparafusadas nas vigas.

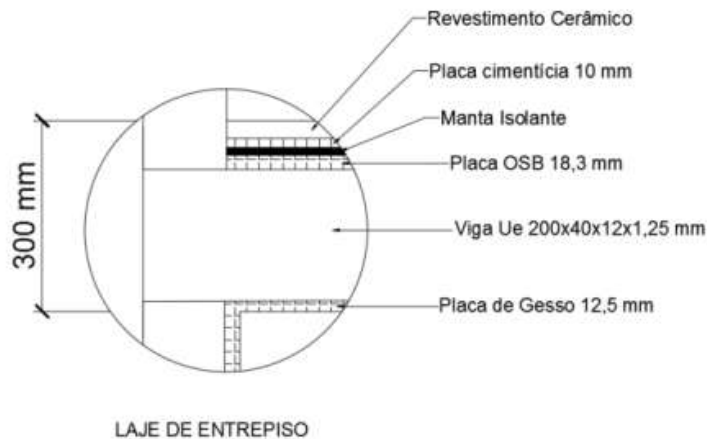


Figura 3.15: Exemplo de composição de laje de entrepiso [40].

Paredes internas ou divisórias podem ser apoiadas em vigas de pavimento, desde que não sejam paredes estruturais, caso contrário tem de ser apoiadas em outros painéis estruturais. Além das vigas de pavimento, a constituição de uma laje em LSF deve possuir outros elementos para que obtenha um funcionamento adequado.

Segundo o Manual de Arquitetura do CBCA [11] os elementos são:

- Sanefa ou guia de entrepiso: perfil que fixa as extremidades da viga para dar forma à estrutura;
- Enrijecedor de alma: recorte de perfil UENR, geralmente montante, que fixado através de sua alma a alma da viga no apoio, aumenta a resistência no local evitando o esmagamento da alma da viga. Também pode ser chamado de enrijecedor de apoio;
- Viga caixa de borda: formada pela união de perfis U e UENR encaixados possibilita a borda da laje paralela às vigas principalmente quando ocorre de servir de apoio a um painel;
- Viga composta: combinação de perfis U e UENR a fim de aumentar a resistência da viga. Pode ser utilizada no perímetro de uma abertura na laje, por exemplo para permitir o acesso através de uma escada, servindo de apoio para as vigas interrompidas.

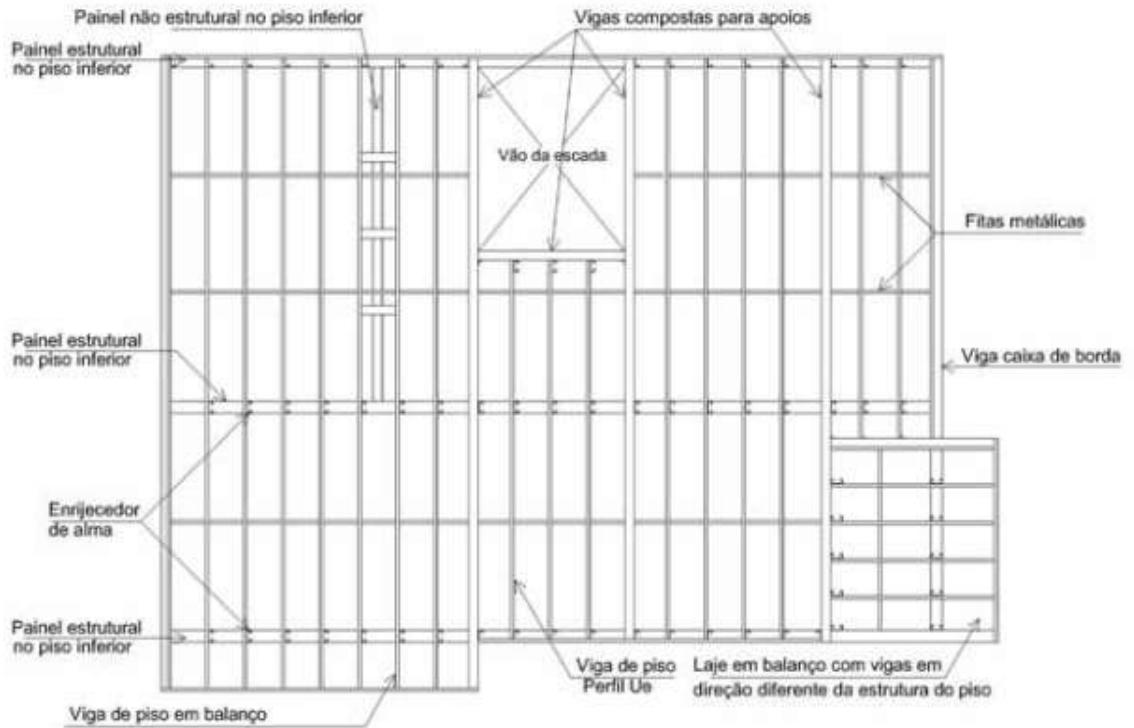


Figura 3.16: Desenho ilustrativo dos elementos e condições estruturais em uma laje LSF [11].

3.1.2.1 Condições de apoio

As condições de apoio das vigas consideradas no cálculo estrutural, devem reproduzir o melhor possível as condições reais de apoio, como é o caso de vigas apoiadas em painéis estruturais intermédios conforme figura 3.17[1].

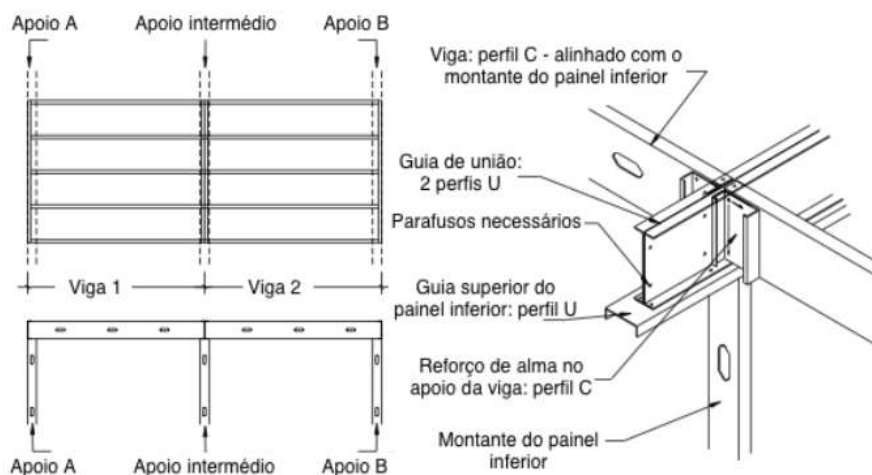


Figura 3.17: Detalhamento de vigas simplesmente apoiadas [1].

A “guia de união dupla” ou então “sanefa dupla” é utilizada sempre que um painel estrutural está servindo como apoio intermédio. Essa tipologia se faz necessária para garantir que as vigas sejam consideradas simplesmente apoiadas, isto é, sem transferência de momentos entre vigas conforme figura 3.18.

Caso contrário, numa viga contínua, existirão momentos negativos no apoio intermédio.

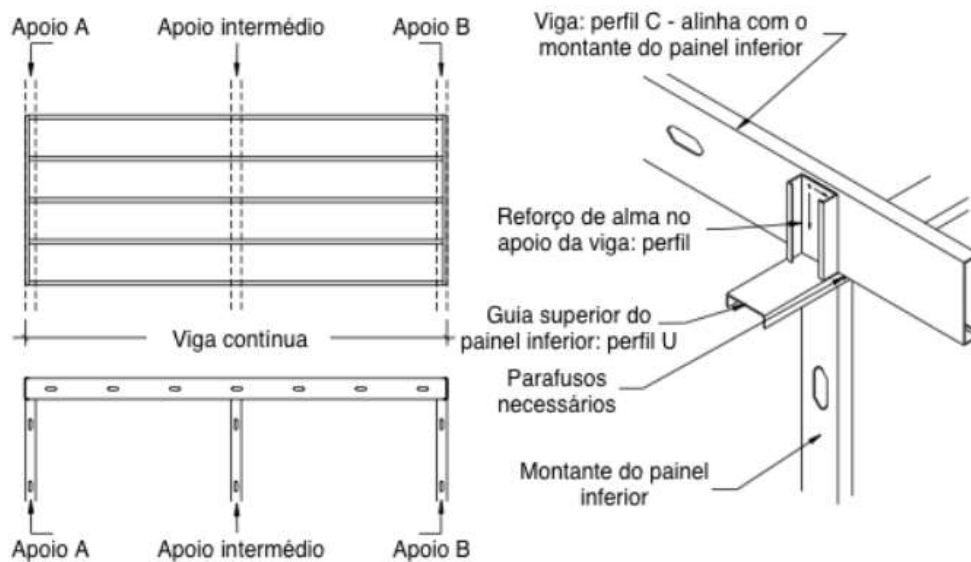


Figura 3.18: detalhamento de vigas com apoios intermediários [1].

Dependendo das disposições arquitetônicas, com grandes vãos, nem sempre é possível a utilização de um único perfil ou de uma única direção para as vigas de piso, pode se fazer uma conexão entre perfis conforme figura 3.19. Perfis de grande comprimento são limitados por questões de transporte, salvo os fabricados *in loco* por perfiladoras. Em alguns casos é necessário ligar dois perfis através de reforços com comprimentos e parafusos devidamente dimensionados.

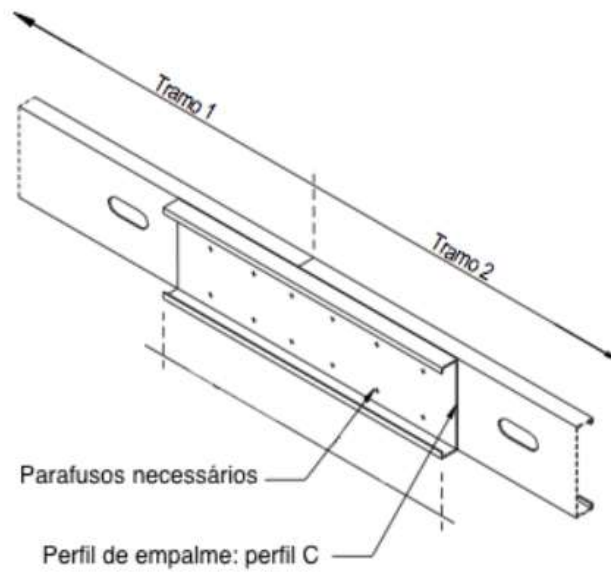


Figura 3.19: Reforço na ligação entre vigas [1].

Quando se tem grandes vãos, é possível reduzi-los utilizando vigas principais. Vigas principais geralmente são compostas (figura 3.20) por vários perfis, visto que servirá de apoio para outras vigas, sua inércia e demais propriedades mecânicas deverão ser superiores às das vigas secundárias.

2 Vigas: perfis C +
2 Guias: perfis U



Figura 3.20: Exemplo de viga composta [1].

Quando não há limitações na altura livre entre pisos, pode-se usar vigas secundárias apoiadas em cima de vigas principais. Quando existem limitações pode-se utilizar uma ligação entre as vigas através de cantoneiras ou perfil *Hanger* (figura 3.21).

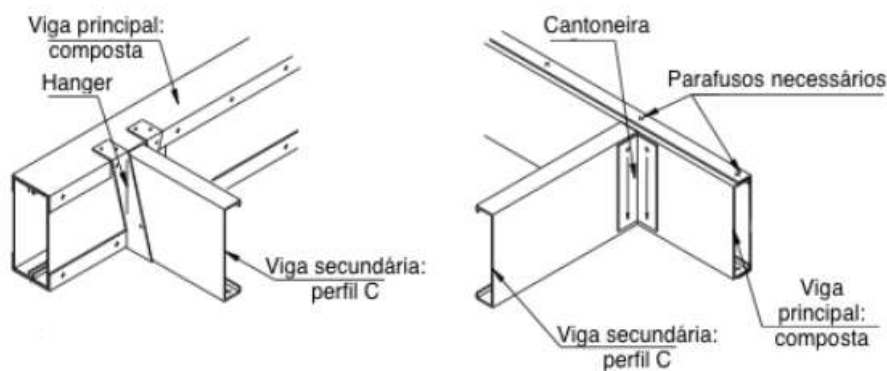


Figura 3.21: Detalhamento de solução com viga hanger e com cantoneira respectivamente [1].

Da mesma forma que os painéis verticais, os pavimentos devem ser travados lateralmente de forma a evitar fenômenos de flambagem lateral por flexão-torção. Por isso, recomenda-se a instalação de bloqueadores e fitas de aço, que são instalados perpendicularmente ao meio vão da viga ou a cada terço de vão conforme figura 3.22.

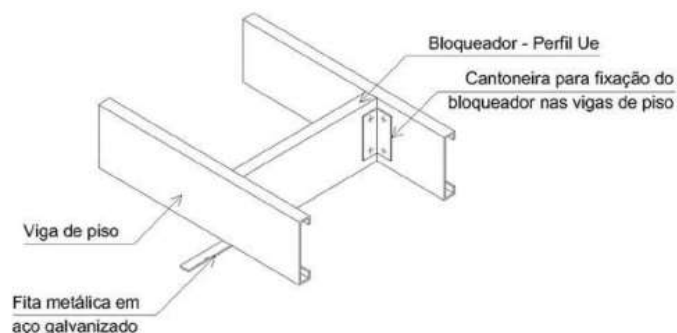


Figura 3.22: Travamento lateral de vigas [11].

3.1.2.2 Perfurações nas secções

Eventualmente perfurações serão previstas nas almas das vigas de piso para a passagem de tubulações elétricas e hidrossanitárias. Se essas não forem consideradas pelo fabricante no caso das peças do tipo *punch*, que possuem aberturas com geometrias definidas pela norma NBR 15253:2005 [16] (distância entre o centro dos furos de 600 mm), devem seguir outros parâmetros discutidos na mesma norma [11].

A norma recomenda que para perfurações executadas em obra deve-se reforçar as vigas com uma chapa de aço galvanizado que tenha no mínimo a mesma espessura que a alma da viga. Esse reforço deve ser fixado com parafusos, e as perfurações não devem exceder em largura 75% da altura da alma ou exceder 152 mm de comprimento na direção longitudinal [11].

A NBR 14762:2010 prevê execução de aberturas nas peças sem os devidos reforços desde que consideradas no dimensionamento (diminuição de inércia e outras propriedades mecânicas), que o eixo de fundação coincida com o eixo central da alma do perfil e que esteja de acordo com a Figura 3.23 [21]:

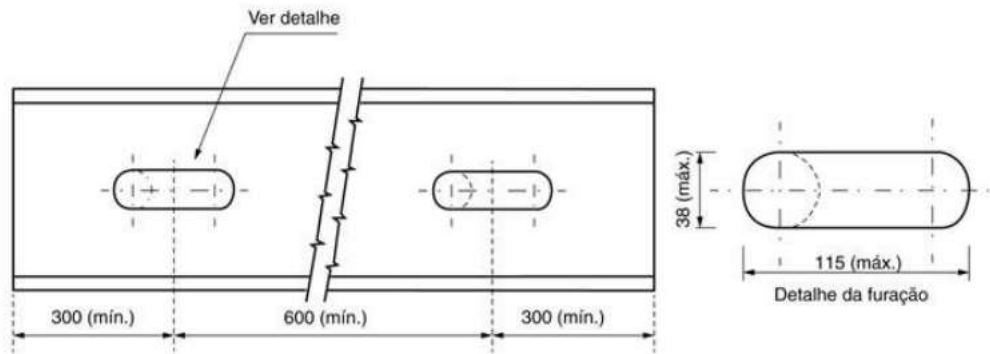


Figura 3.23: Abertura nos perfis para tubulações [21].

3.1.2.3 Ligações entre peças

As ligações mais utilizadas em LSF são através de parafusos “auto-atarraxantes” ou “auto-perfurantes”, podendo ser estruturais ou somente de montagem. Os parafusos são fabricados com diversos tipos de cabeça, como lentilha, sextavada, panela ou trombeta. As pontas podem ser fabricadas do tipo broca ou agulha (figura 3.24 e 3.25).

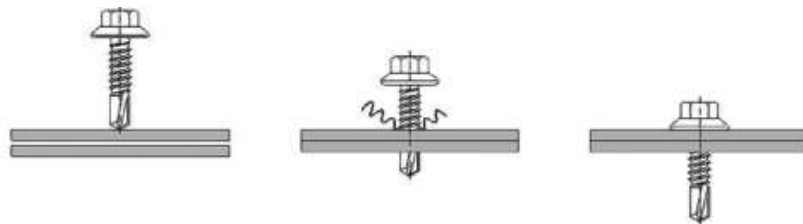


Figura 3.24: Parafuso auto-atarraxante de cabeça sextavada e ponta de broca [21].



Figura 3.25: Parafuso auto-atarraxante (Lentilha; Sextavada; Panela; Trombeta) [11].

Essas variações nos parafusos estão relacionadas ao tipo de ligação, como metal-metal (lentilha), metal-OSB (trombeta) e devem ser escolhidos conforme a situação. São fabricados através de aço carbono, possuem tratamento e proteção contra ações corrosivas, mantendo suas características e durabilidade no tempo útil da estrutura [11].

3.1.3. Coberturas

As coberturas em LSF, de maneira geral, são concebidas de duas formas. Essas podem ser planas ou inclinadas. Geralmente, o tipo de cobertura é definido pela arquitetura do projeto. Entretanto, a geometria estrutural pode variar de acordo com carregamentos, vãos e fatores econômicos.

O Manual de Arquitetura do CBCA [11] mostra as tipologias geralmente adotadas em projetos de LSF, conforme mostra as Figuras a seguir:

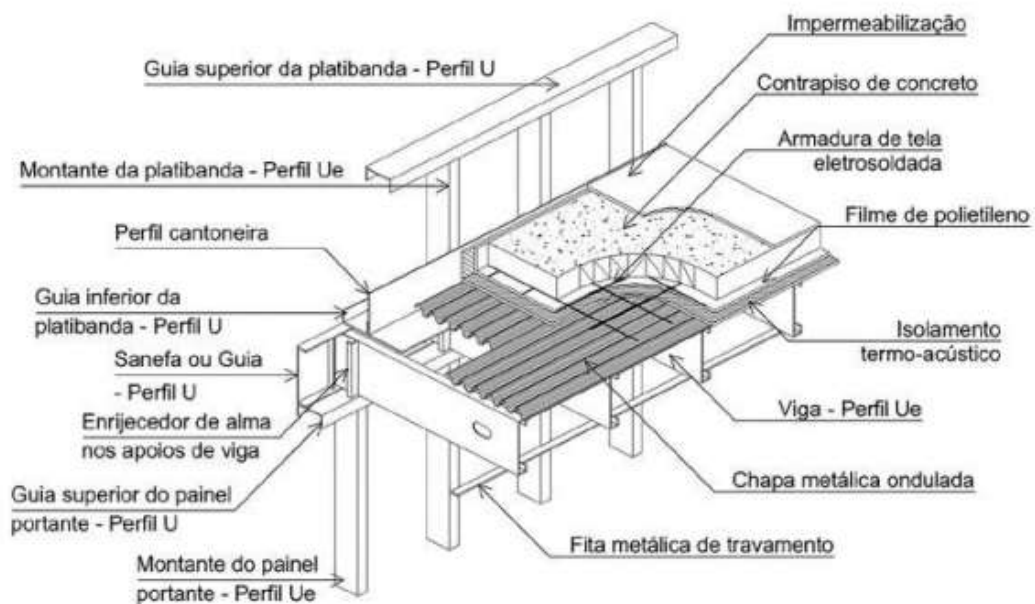


Figura 3.26: Cobertura plana com beiral [11].

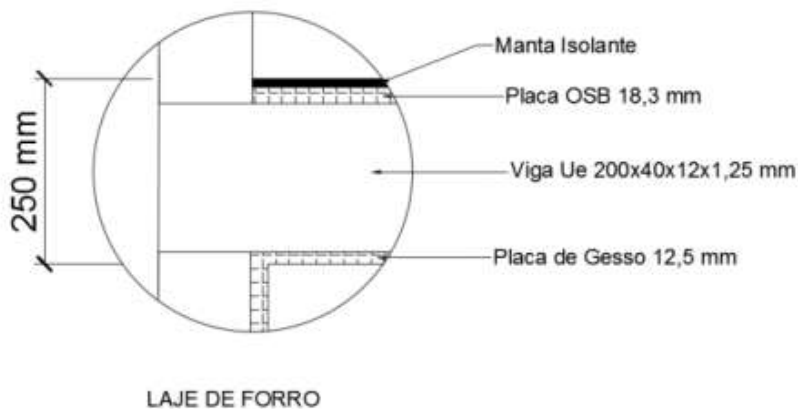


Figura 3.27: Exemplo de composição de laje de forro [40].

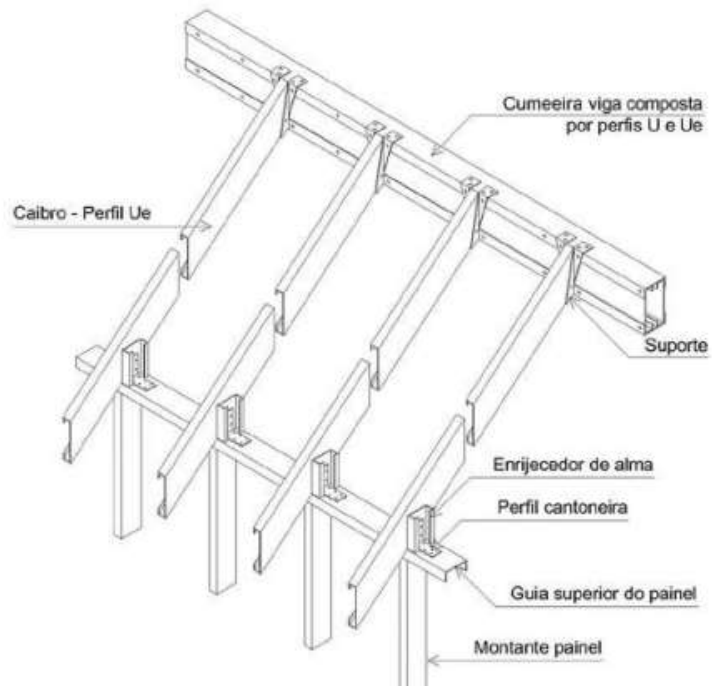


Figura 3.28: Telhado estruturado com caibros [11].

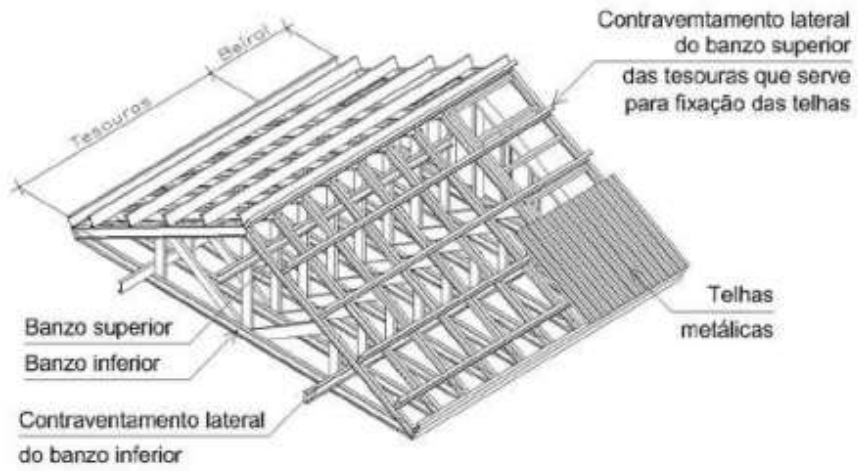


Figura 3.29: Cobertura em telhas metálicas [11].

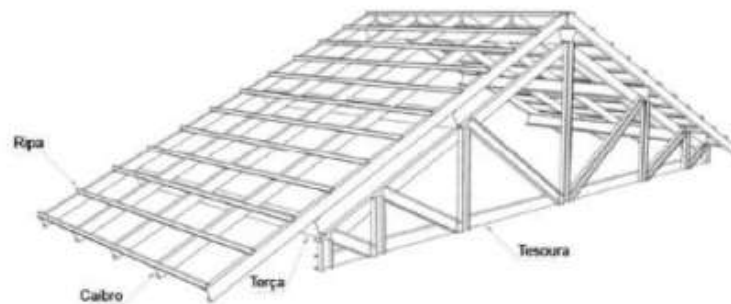


Figura 3.30: Estrutura de telhado com elementos em madeira (NBR 15253:2014 apud manual de engenharia CBCA [11]).

3.1.4. Escadas

As escadas em LSF são construídas da mesma forma que os painéis, através de combinações entre perfis U e UENR (Ue). Para se compor os degraus, são utilizadas placas OSB ou então pranchas de madeira que são aparafusadas à estrutura.

O manual de arquitetura em LSF [11] elenca três tipos de escadas que têm bastante aplicação. Sendo bastante comum a composição de outros sistemas com uma peça chamada guia-degrau.

A guia-degrau da forma a parte superior da escada e serve de apoio para o contrapiso. É formada através de uma guia (perfil U) dobrada. Para executá-la, marca-se a guia alternando as medidas de espelho e degrau, depois, cortam-se as mesas da guia nos locais marcados para permitir a dobragem, a qual será feita alternadamente (para dentro e para fora) em 90°. Por fim, depois de dobrada, aparafusa-se em vigas, painéis inclinados ou outras concepções.

Para escadas abertas, isto é, sem paredes paralelas a sua direção, é comum utilizar a escada tipo “viga caixa inclinada”. É constituída por uma viga caixa inclinada conforme o desnível, que recebe forma através de uma guia dobrada ou guia-degrau conforme figura 3.31.



Figura 3.31: Escada tipo viga inclinada [11].

Para escadas fechadas é indicado usar a escada de tipo “painel com inclinação”. É constituída de uma guia-degrau apoiada em cima de um painel inclinado. Da mesma

forma que a “viga caixa inclinada”, a guia-degrau serve de apoio para o contrapiso de OSB ou madeira.

Também, há a escada de tipo “painéis escalonados”, que é recomendada para pisos úmidos. São formadas por peças horizontais que servem de apoio para o piso, constituídos por dois perfis U e dois perfis UENR que ficam apoiados em painéis verticais cujos montantes têm altura correspondente a cada degrau (figura 3.32).



Figura 3.32: Montagem de escada com painéis escalonados [11].

3.1.5. Fundações

Diferentemente da construção tradicional em concreto armado, as estruturas concebidas em LSF são excepcionalmente leves. Por isso, na maioria das vezes, os gastos e exigências com fundações são inferiores.

Entretanto, como as cargas são distribuídas uniformemente do traçado dos painéis, as fundações devem ser contínuas, fazendo também um traçado uniforme para suportar os painéis.

A escolha de fundações, como em todos os outros sistemas estruturais, é feita em função das cargas, de variáveis topográficas, geológicas e hidrológicas. Essas variáveis, são obtidas por meio de estudos e sondagens do terreno a construção será realizada [11].

O projeto e execução das fundações está intimamente ligado ao bom funcionamento da edificação. Isto é, cuidados como o de impedir o contato do edifício com umidade e o de nivelamento e esquadro podem reduzir e até mesmo eliminar possíveis patologias.

Impedindo a ação da umidade, garante-se uma maior durabilidade dos elementos estruturais e de vedação, os quais, particularmente no LSF são extremamente sensíveis à

água. Também, quando a fundação não é executada em nível e esquadro, problemas na execução da obra e imprecisão na montagem das peças são ocasionados.

De maneira geral, em estruturas de aço leve, utilizam-se dois tipos de fundação, sendo as duas do tipo fundação direta: Radier (Ensoleiramento Geral) e Sapata corrida (Viga Baldrame) [11].

3.1.5.1. Radier

O radier é um tipo de fundação rasa e transfere as cargas ao solo de forma direta. Essa fundação é formada por uma laje contínua de concreto armado, armada com malhas de aço galvanizado. Pode ser lisa ou possuir vigas auxiliares em seu perímetro externo e nas linhas médias, também pode receber reforços em áreas que recebem pilares ou cargas concentradas [11].

No caso do LSF, dependendo do projeto, reforços são feitos junto a direção dos painéis. No entanto, em edificações unifamiliares LSF, o mais comum são lajes lisas devido as baixas solicitações de carga [20]. O contrapiso do pavimento térreo, pode ser realizado em concreto (figura 3.33) ou perfis de aço galvanizado apoiados no radier, os quais constituem uma estrutura de suporte para os materiais que formam a superfície do contrapiso [11].

O radier também possui uma grande capacidade de compatibilização entre os projetos complementares. Ele permite a locação de instalações elétricas, hidráulicas, sanitárias e de telefonia. Essas locações devem ser executadas com precisão na posição e diâmetro de furos para não haver complicações nas instalações de tubos e outros acessórios [20].

Recomenda-se, a fim de evitar a umidade proveniente do solo, que o contrapiso esteja em no mínimo 15 cm acima do nível do solo. Também, em calçadas, garagens e outros elementos próximos a construção, a execução de desníveis (mínimo de 5%) e outros mecanismos que possibilitem o escoamento adequado da água [11].

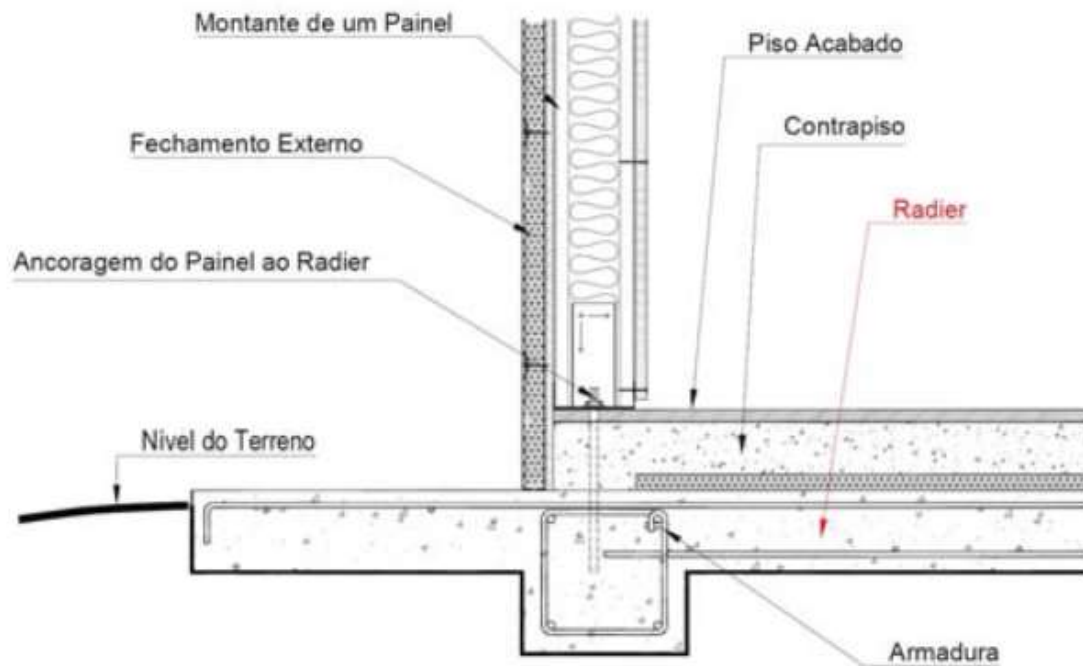


Figura 3.33: Detalhes de fundação em radier [20].

3.1.5.2. Sapata corrida

A sapata corrida é um tipo de fundação indicada para construções com paredes portantes como o LSF, LWF ou alvenaria estrutural, sendo comum em estruturas com distribuição contínua de cargas. Na maioria das vezes, é executada na forma de vigas ou blocos de concreto armado (figura 3.34) que ficam situados abaixo dos painéis estruturais [11]. Geralmente, possuem dimensões de base ligeiramente maiores do que a altura, isso para garantir uma boa distribuição de cargas ao solo [20].

Da mesma forma que o radier, o contrapiso do pavimento pode ser executado através de lajes ou de perfis de aço galvanizado. Apoiados a fundação, os elementos supracitados formam suportes aos materiais que constituem a superfície do contrapiso [11].

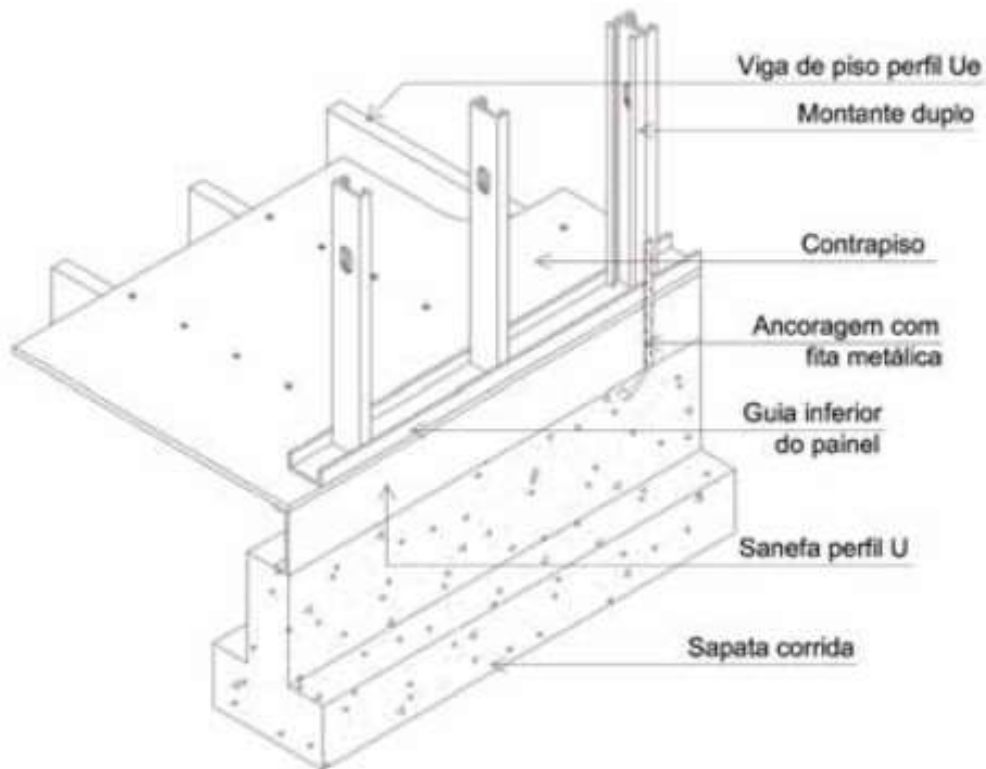


Figura 3.34: Detalhes de fundação em sapata corrida [11].

3.1.5.3 Fixação da superestrutura na fundação

Para que seja evitada movimentações laterais excessivas ou até mesmo o tombamento da estrutura devido ações do vento ou sismos, é necessária uma fixação adequada à fundação.

A escolha do ancoramento está em função do tipo de fundação adotado, das cargas solicitantes, condições climáticas e ação de sismos. Suas dimensões e espaçamentos são definidas pelo cálculo estrutural, sendo as mais utilizadas a química com barra roscada e a expansível com parabolts [11].

A ancoragem química com barra roscada consiste na fixação de uma barra roscada com arruela e porca no concreto. O concreto é perfurado e preenchido com uma resina química que forma uma interface resistente com o concreto. Essa barra é utilizada em conjunto com uma peça metálica que faz a ligação entre a fundação, a guia e o montante ancorado (geralmente montante duplo conforme figura 3.35).



Figura 3.35: peça de ancoragem da estrutura à fundação [11].

3.2. Métodos de Dimensionamento

3.2.1. Método Prescritivo

O método prescritivo serve para dimensionamento de estruturas, mas diferentemente dos métodos de cálculo, garante a segurança e estabilidade da estrutura, somente se tiverem os requisitos e processos construtivos seguidos de maneira rígida. Esses requisitos são condições relativas as dimensões e espaçamentos dos elementos e suas ligações, que são condicionados através de dimensões da edificação, localização e cargas atuantes [27].

Neste trabalho, serão exploradas as tabelas prescritivas baseadas no método publicado em 1996 e desenvolvido em parceria entre a Associação Nacional de Construtores Residenciais (NAHB), o Departamento dos Estados Unidos para a Habitação e Desenvolvimento Urbano (HUD-U.S) e o Instituto Americano do Ferro e do Aço (AISI) [21].

Esse método foi bastante difundido nos Estados Unidos da América (EUA), que incorporou em sua legislação, fazendo com que engenheiros civis raramente participassem de construções de pequenas residências em LSF [12]. Pois, segundo a legislação, se a edificação seguir as recomendações das tabelas previamente

estabelecidas, não excedendo os limites impostos, construtores e empreiteiros podem executar a obra [21].

O método se limita a edificações residenciais de até máximo dois pisos, não podendo possuir partes subterrâneas. Também, possui uma variedade de limitações quanto ao valor do peso próprio das composições como paredes e pisos, além de valores máximos para ações de vento, neve e sismo [27]. Se respeitadas as condições descritas pelo documento do AISI, ou métodos equivalentes, pode ser aplicada em qualquer lugar do mundo, mas diferentemente dos EUA, na grande maioria dos países é necessário um engenheiro responsável pela obra.

No Brasil, o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA) [21] apresenta um tipo de método prescritivo, chamado de tabelas de pré-dimensionamento. Essas tabelas, funcionam da mesma forma que o método do AISI e possuem o mesmo tipo de limitações. Entretanto, sua aplicação não é recomendada sem um dimensionamento por meio de métodos de cálculo [21].

As tabelas do manual de engenharia CBCA [21], serão utilizadas para o pré-dimensionamento do caso de estudo no capítulo 4. Elas foram feitas por meio de uma adaptação do método proposto pela Aliança Norte Americana de Steel Framing (NSFA), no ano 2000, intitulado *Prescriptive Method For Residential Cold-Formed Steel Framing*, sendo verificadas e adaptadas de acordo com a norma ABNT NBR14762:2010 [21].

3.2.2. Métodos dos Coeficientes Parciais

Dentro do contexto do dimensionamento de estruturas para a construção civil por meio de métodos de cálculo, existem recomendações de diversos manuais, normas e livros pelo mundo todo. Segundo Simões [15], essas recomendações sempre falam de três itens, das quais as duas primeiras discutidas abaixo basicamente definem o método dos coeficientes parciais:

- Condições para impedir o colapso da estrutura ou *estados limites últimos* (E.L.U):
$$\text{Esforço de projeto majorado} < \text{Esforço resistente minorado}$$
- Condições que garantam um adequado desempenho em serviço, ou *estados limites de utilização* (E.L.S), verificando deformações, vibrações e fissurações:
$$\text{Deformações atuantes} < \text{Deformações máximas permitidas}$$
- Condições relativas à durabilidade: Proteção contra corrosão, proteção a fogo, a corrosivos dependendo da classe de agressividade ambiental.

3.2.2.1 Estados limites últimos

O item 6.7.2.1 da NBR14762:2010 [23] mostra como deverão ser realizadas as combinações últimas normais. Essas combinações são utilizadas para evitar o colapso estrutural da edificação durante sua vida útil. Maximizando as forças atuantes na estrutura, levando em conta a probabilidade de ocorrência simultânea de ações com origens diferentes. As ações de cálculo para o E.L.U são determinadas de acordo com a seguinte expressão para combinação de ações:

$$Fd = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j} * F_{Qj,k})$$

Na qual:

Fd : representa o valor de cálculo da ação atuante;

$F_{Gi,k}$: representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$: representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ : coeficiente de ponderação de ações, (geralmente varia entre 1,0 e 1,5 [23]);

ψ : coeficiente relacionado a probabilidade de ocorrência simultânea de ações.

3.2.2.2 Estados limites de serviço

As combinações dos estados limites de serviço servem para verificar deformações, vibrações e fendilhamento da estrutura e são classificadas de acordo com a sua permanência, em: quase permanentes, frequentes ou raras. O item A.2.4 da norma NBR14762:2010 [23] diz que o responsável técnico pelo projeto deve decidir quais combinações de serviço utilizar para verificar deformações, exceto quando houver indicação da tabela A.1 da norma.

Devem-se considerar as combinações raras de serviço (item 6.7.3.3 NBR14762:2010[23]) para manutenção de telhado, onde essas ações acontecerão somente algumas horas durante a vida útil de projeto. As combinações raras de serviço servirão para posterior verificação de deformações dos elementos do telhado, segundo a alínea “e” da tabela A.1 da norma supracitada. Vale ressaltar que, a análise de

deformações para essas combinações serve para evitar danos irreversíveis na estrutura e garantir a funcionalidade da edificação.

A expressão para combinações de ações raras de serviço é:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} * F_{Qj,k})$$

Segundo a norma, as “combinações frequentes de serviço” são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida projetada da estrutura. E, são utilizadas para garantir os estados-limites reversíveis ou “elásticos”.

Segundo a NBR 14762:2010 [23]:

“Na falta de uma melhor avaliação, se um elemento estrutural suportar somente componentes não sujeitos à fissuração e se seu comportamento em serviço for elástico, pode-se considerar o deslocamento excessivo como um estado-limite reversível.”

Isto é, utilizam-se essas combinações, para garantir que não ocorram danos na estrutura ou a componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e funcionamento de equipamentos. Enquadrando ações que causem vibrações excessivas ou movimentos laterais (devidas a ações de vento ou sismo) que comprometam a vedação ou causem fissuras. Serão utilizadas para verificar as deformações horizontais de paredes submetidas a corte e compressão, bem como elementos de contraventamento e vergas de aberturas. Apesar da composição de materiais dos componentes do sistema LSF não apresentar riscos de fissuração, deformações excessivas decorrentes de vento podem comprometer vedações e funcionamento de aberturas [23].

A equação para as combinações frequentes de serviço é:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \psi_1 * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_2 * F_{Qj,k})$$

Segundo o item A.2.4 e A.3.1 da NBR 14762:2010 [23], “combinações quase permanentes de serviço” devem ser utilizadas para a verificação dos deslocamentos verticais máximos nos pavimentos. Essa combinação levará em conta os efeitos de longa duração na estrutura, os quais tem risco de causar danos estruturais permanentes ou “danos de aparência”. Segundo a norma o termo “danos de aparência” deve ser entendido como deslocamentos excessivos que não provoquem danos a outros componentes da construção e não somente a questões meramente estéticas [23].

A expressão para as combinações quase permanentes de serviço é:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \sum_{j=2}^n (\psi_2 * F_{Qj,k})$$

3.2.3. Cálculo e verificações de segurança

Além das combinações, a NBR 14762:2010 [23] elucida os cálculos necessários para verificações da segurança de estruturas (Norma europeia equivalente EN 1993-1-3: Eurocódigo 3, part 1-3[41]). Essa aplicação se resume na teoria dos estados limites, minorando a resistência mecânica de cálculo dos elementos e secções.

Nesse contexto, segundo a NBR14762:2010 [23], para estruturas LSF, além de considerar as combinações dos estados limites, é necessário levar em conta as características geométricas e mecânicas dos elementos para o dimensionamento. Por exemplo, essas estruturas podem ser calculadas com teorias de vigas-colunas, mas, como as barras que constituem o sistema são obtidas por conformação a frio, são consideradas para efeito de cálculo como chapas finas. Por conta disso, apresentam uma modificação no comportamento estrutural em relação a perfis tradicionais em aço que depende da classificação das secções conforme sua geometria.

O eurocódigo EC3-1-1[14] trata da classificação de secções transversais de elementos estruturais de aço, sendo a norma brasileira equivalente a NBR14762:2010 [23]. Mostrando como os elementos se comportam em termos de resistência mecânica e capacidade de rotação.

Uma característica marcante do LSF é ter seus elementos tratados peças que não estão sujeitas a formar rótulas plásticas devido ao fenômeno de flambagem (encurvatura) local.

Segundo o manual de dimensionamento de estruturas metálicas de Simões R. A. D. [15], as secções compactas ou robustas, nas zonas comprimidas podem plastificar completamente, isto é, sofrer deformações permanentes. Já em secções esbeltas utilizadas no LSF, isso pode não acontecer por conta dos fenômenos de instabilidade (encurvadura) local.

Enquanto as secções robustas (classes 1 e 2) conseguem formar rótula plástica, as secções esbeltas (classes 3 e 4) não conseguem atingir a tensão de cedência do aço nas zonas comprimidas em razão do fenômeno de flambagem local [15]. A Figura 3.36 ilustra esse comportamento.

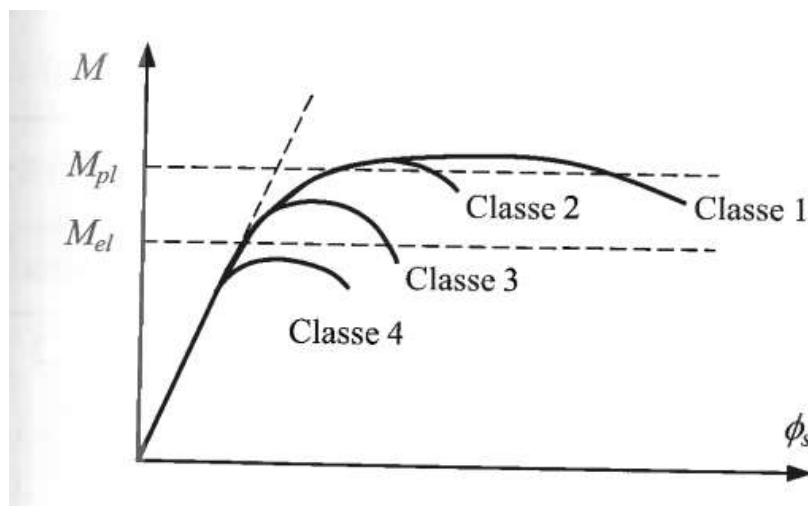


Figura 3.36 – Comportamento das seções à flexão [15].

M: Momento fletor; M_{el} : momento fletor elástico de uma seção; M_{pl} : Momento fletor plástico de uma seção; ϕ_s : Rotação da seção transversal de um elemento.

Isso implica que ao dimensionar uma estrutura em LSF, obrigatoriamente precisa-se utilizar o módulo de flexão elástico W , pois é impossível trabalhar no regime plástico sem que as peças estejam sujeitas a instabilidade por flambagem local (encurvatura).

Uma vez que as seções têm em regra geral baixa relação largura/espessura, são consideradas esbeltas. Elementos com seções esbeltas (largura/espessura) solicitadas à compressão, flexão ou flexo-compressão, estão sujeitos a sofrer o fenômeno de instabilidade local (flambagem ou “encurvadura” local e distorcional conforme figura 3.37) e elementos esbeltos (comprimento de flambagem/raio de giração) fenômenos de instabilidade global [21].

O fenômeno local consiste em deformações nas paredes das barras, enquanto o eixo longitudinal permanece na configuração indeformada [1]. Na compressão centrada, pode-se observar o fenômeno de flambagem local com a formação de meias ondas senoidais de comprimento igual na direção longitudinal do perfil [21].

Por conta do alto índice de esbeltez, podem encurvar (flambar) antes de atingir a tensão de cedência (f_y) do material. Portanto, é imprescindível a verificação dos elementos LSF a esse fenômeno. Podendo ser abrandado pela utilização de enrijecedor de alma ou diminuindo a esbeltez do perfil.

Os fenômenos de instabilidade global são caracterizados pela deformação do eixo longitudinal da barra, no qual as deformações das seções transversais são deslocamentos de corpo rígido [1]. A probabilidade de incidência é abrandada pelo uso

de bloqueadores ou outros mecanismos que diminuam o comprimento de flambagem da barra.

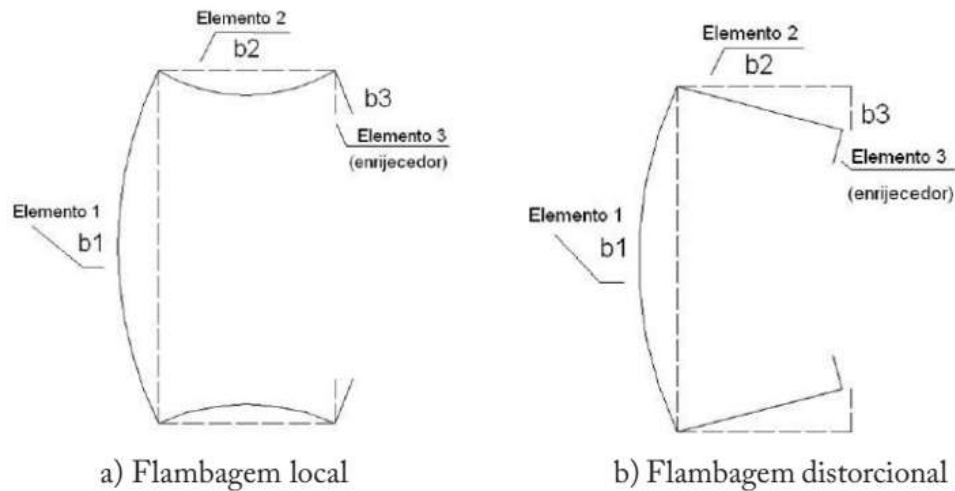


Figura 3.37: Modos de flambagem local para elementos esbeltos [21].

Esse trabalho usará como referência primária para o dimensionamento dos elementos a ABNT NBR 14762:2010 [23], norma brasileira para “dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio”, a qual já prevê modos de cálculo para os fenômenos descritos acima.

Essa norma usa fundamentos do método dos coeficientes parciais, para determinar os ELU e ELS. Ela foi escrita com base em recomendações da norma AISI S100-2007 [35] do AISI, e do eurocódigo 3 (EN 1993-1-1:2010), elencando os seguintes métodos para verificações de segurança para dimensionamento desse tipo de barras, o qual será utilizado mais adiante o terceiro deles:

- **Método da largura efetiva:** Flambagem ou “encurvadura” local é considerada reduzindo as propriedades geométricas efetivas da seção transversal (oriundas do cálculo das larguras efetivas) das barras solicitadas a compressão, isto é, considerando larguras efetivas (reduzidas). Também deve-se considerar efeitos de “flambagem distorcional” para barras submetidas a compressão e barras submetidas a flexão.
- **Método da seção efetiva:** Flambagem local é considerada reduzindo as propriedades geométricas efetivas da seção transversal completa das barras, calculadas diretamente para barras solicitadas a compressão e barras solicitadas a flexão. Também deve-se considerar efeitos de “flambagem distorcional” para barras submetidas a compressão e barras submetidas a flexão.

- **Método da resistência direta:** Realiza o cálculo através das propriedades da secção transversal bruta e em análise geral de estabilidade elástica que permita identificar todos os modos de flambagem junto de seus esforços críticos.

3.2.3.1. Resistências das secções

Conforme prescrições da NBR14762:2010[3], as equações para verificação de resistência dos elementos serão descritas abaixo.

- **Barras submetidas à força axial de tração:**

Conforme o item 9.6.2. NBR14762:2010 [23], no dimensionamento de barras submetidas a tração, deve ser atendida a condição:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

Onde,

N_{Sd} : é a força axial de tração de cálculo;

N_{Rd} : é a força axial de tração resistente de cálculo;

O valor de tração resistente de cálculo deve ser o menor valor obtido através das equações:

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot F_y}{1.10} \text{ [kN]}$$

$$N_{tRd2} = \frac{C_t \cdot A \cdot F_y}{1.65} \text{ [kN]}$$

N_{tRd1} : resistência de escoamento da secção bruta

N_{tRd2} : resistência à ruptura da secção líquida

C_t : coeficiente de redução da área líquida (associado com as ligações);

A : área bruta da secção transversal;

F_y : tensão de escoamento do aço;

- **Barras submetidas a força axial de compressão:**

Conforme o item 9.7. NBR14762:2010 [23], no dimensionamento de barras submetidas a compressão, deve ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Onde,

$N_{c,Sd}$: é a força axial de compressão de cálculo;

$N_{c,Rd}$: é a força axial de compressão resistente de cálculo, tomado como o menor valor dos itens 9.7.2., 9.7.3 ou resistências de flambagem distorcional;

Item 9.7.2. NBR14762:2010 [23], verificação de flambagem global por flexão, por torção ou por flexo-torção:

a) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem global:

$$N_{\text{CRD}} = \frac{\chi \cdot A_{\text{ef}} \cdot f_y}{1.20} = [\text{kN}]$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\text{Para } \lambda_0 > 1,5 : \chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2}$$

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$A_{\text{ef}}[\text{cm}^2]$: área efetiva devido à flambagem global;

λ_0 : é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global;

χ : é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global.

$$N_{\text{ey}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} [\text{kN}]$$

Onde,

N_{ey} : força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y;

E: módulo de elasticidade;

G: módulo de elasticidade transversal;

I_y : momento de inércia em relação ao eixo y;

J: constante de torção da secção;

$K_y L_y$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo y;

$$N_{\text{ez}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} [\text{kN}]$$

N_{ez} : força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo z;

$K_z L_z$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo z;

I_y : Momento de inércia em relação ao eixo z;

$$N_{\text{ez}} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] [\text{kN}]$$

N_{ez} : força axial de flambagem global elástica por torção;

r_o : raio de giração da secção bruta em relação ao centro de torção;

C_w : constante de empenamento da secção.

$$N_{\text{exz}} = \frac{N_{\text{ex}} + N_{\text{ez}}}{2 \cdot H} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{\text{ex}} \cdot N_{\text{ez}} \cdot H}{(N_{\text{ex}} + N_{\text{ez}})^2}} \right] [\text{kN}]$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2}{r_o^2}$$

N_{exz} : força axial de flambagem global elástica por flexo-torção;

ro: é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção;

xo: distância do centro de torção ao centroide.

b) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem local

$$N_{cRd} = \frac{AFL_{ef} \cdot f_y}{1.20} = [\text{kN}]$$

(Resistência à compressão devido à flambagem local)

$AFL_{ef}[\text{cm}^2]$: área efetiva devido à flambagem local

- **Cálculo do momento resistente ao início do escoamento efetivo:**

Conforme item 9.8. da NBR14762:2010 [23], barras submetidas a flexão simples deverão ter as seguintes condições atendidas:

$$\frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} \leq 1,00 \quad \text{e} \quad \frac{V_{zSd}}{V_{zRd}} \leq 1,00$$

Sendo o valor para M_{zRd} , o menor valor calculado com o menor valor das equações abaixo ou equações de resistência à flambagem distorcional:

$$M_{PLRdx} = \frac{W_{c,ef} \cdot f_y}{1.10} [\text{kN} \cdot \text{cm}]$$

(Resistência de cálculo à flexão para o início do escoamento)

$$Y_{G \text{ final}} = Y_g + d = [\text{cm}]$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{x_{ef}} - A_{ef} \cdot d^2 = [\text{cm}^4]$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$W_{c,ef} = \frac{I_G}{Y_{G \text{ final}}} = [\text{cm}^3]$$

(Módulo elástico efetivo)

$A_{ef}[\text{cm}^2]$: área efetiva da seção;

$I_{x_{ef}}[\text{cm}^4]$: momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y;

d [cm]: rebaixamento total do eixo baricêntrico.

- **Cálculo do momento resistente devido ao estado limite Flambagem Lateral com Torção – eixo paralelo a simetria:**

Conforme item 9.8.2. da NBR14762:2010 [23]:

$$M_e = C_b \cdot r_0 \sqrt{N_{ey} \cdot N_{et}} [\text{kN} \cdot \text{cm}]$$

(Momento fletor de flambagem lateral com torção – seção monossimétrica)

$$W_c = [\text{cm}^3]$$

(Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida)

$$\text{Para } \lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} \leq \lambda_0 \leq 1,336 \quad \chi_{FLT} = 1,1 * (1 - 0,278 \cdot \lambda_0^2)$$

$$\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$(Y_{G \text{ final}} = Y_g + d = [\text{cm}])$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{x\text{ef}} - A_{\text{ef}} \cdot d^2 = [\text{cm}^4]$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi_{FLT} \cdot W_c \cdot f_y}{M_1} \right)$$

$$W_{\text{cef}} = W_c \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \left(\frac{1}{\lambda_p} \right)$$

$$M_{FLT \text{ Rdx}} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{\text{cef}} \cdot f_y}{1,10} = [\text{kN} \cdot \text{cm}]$$

(Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT)

$A_{\text{ef}}[\text{cm}^2]$: área efetiva da seção

$I_{x\text{ef}}[\text{cm}^4]$: momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y

χ_{FLT} : fator de redução associado à flambagem lateral com torção;

M_1 [kN.m]: momento fletor de flambagem local elástica, calculado por meio de análise elástica;

- **Cálculo do momento resistente ao estado limite Flambagem Lateral com Torção eixo perpendicular a simetria:**

Item 9.8.2. e recomendação de parâmetros da seção transversal conforme Anexo E da NBR14762:2010 [23]

$$M_e = \frac{C_s \cdot N_{ey}}{C_m} \cdot \left[j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_o \cdot \left(\frac{N_{et}}{N_{ey}} \right)} \right] = [\text{kN} \cdot \text{cm}]$$

(Momento fletor de flambagem lateral com torção)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} \leq 0,9 \leq \text{então } \chi_{FLT} = 1,1 * (1 - 0,278 \cdot \lambda_0^2)$$

χ_{FLT} : fator de redução associado à flambagem lateral com torção;

$W_c[\text{cm}^3]$: módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida;

$A_{\text{ef}}[\text{cm}^2]$: área efetiva da seção;

$I_{y\text{ef}}[\text{cm}^4]$: momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Z;

d [cm]: rebaixamento total do eixo baricêntrico.

$$\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$X_{G \text{ final}} = X_g + d = [\text{cm}]$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{yef} - A_{ef} \cdot d^2 = [\text{cm}^4]$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$W_{ef} = \frac{I_G}{X_{G \text{ final}}} [\text{cm}^3]$$

(Módulo elástico efetivo)

$$M_{FLT \text{ Rdy}} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1.10} [\text{kN} \cdot \text{cm}]$$

(Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT)

- **Cálculo da Resistência ao cortante:**

Conforme item 9.8.3. da NBR14762:2010 [23], barras submetidas a esforço cortante devem cumprir o requisito abaixo:

$$\frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} < 1,00$$

$$\lambda = \frac{h}{t}$$

(Parâmetro de esbeltez)

h: altura da parte plana da alma;

t: espessura da alma;

k_v : coeficiente de flambagem local por cisalhamento.

$$\lambda_p = 1,08 \left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right)$$

(Parâmetro de esbeltez limite para plastificação)

$$\lambda_r = 1,40 \left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right)$$

Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento $\lambda \leq \lambda_p$, então

$$V_{Rd} = \left(\frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1.10} \right)$$

- **Equações de Interação – Esforços N-M**

Conforme item 9.9. da NBR14762:2010 [23], barras submetidas a flexão composta devem atender os requisitos:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} \leq 1,00$$

3.2.3.2. Flambagem distorcional

Conforme item 9.8.2.3 da NBR14762:2010 [23], barras com secção transversal aberta sujeitas à flambagem (encurvatura) distorcional, o momento fletor resistente de cálculo deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_{Rd} = \chi_{dist} \frac{W \cdot f_y}{1.10} [kN.m]$$

χ_{dist} : é o fator de redução do momento fletor resistente, associado a flambagem distorcional, calculado por:

$$\begin{aligned} \chi_{dist} &= 1 \text{ para } \lambda_{dist} \leq 0,673 \\ \chi_{dist} &= \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \text{ para } \lambda_{dist} > 0,673 \\ \lambda_{dist} &= \left(\frac{W \cdot f_y}{M_{dist}}\right)^{0.5} \end{aligned}$$

M_{dist} : é o momento fletor de flambagem distorcional elástica, o qual deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica.

Conforme item 9.8.2.3 da NBR14762:2010 [23], barras com secção transversal aberta sujeitas à flambagem (encurvatura) distorcional, a força axial de compressão resistente de cálculo deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$N_{c,Rd} = \chi_{dist} \frac{A \cdot f_y}{1.20} [kN.]$$

χ_{dist} : é o fator de redução da força de compressão resistente, associado a flambagem distorcional, calculado por:

$$\begin{aligned} \chi_{dist} &= 1 \text{ para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \\ \chi_{dist} &= \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \text{ para } \lambda_{dist} > 0,561 \\ \lambda_{dist} &= \left(\frac{A \cdot f_y}{N_{dist}}\right)^{0.5} \end{aligned}$$

N_{dist} : é a força axial de flambagem distorcional elástica, o qual deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica.

4. CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO UNIFAMILIAR EM LSF – CASO DE ESTUDO

4.1. Descrição Geral

Este capítulo tem como objetivo principal analisar um caso de estudo, aplicando os métodos de dimensionamento através do método dos coeficientes parciais e do método prescritivo. Para isso, será necessário escolher uma arquitetura de base.

Antes que a estrutura seja concebida, deve-se em primeiro momento, analisar e validar o projeto arquitetônico. Geralmente, questões técnicas de execução, processos construtivos e materiais disponíveis, são os motivos que implicam em pequenos ajustes e adaptações na arquitetura original.

A concepção arquitetônica de uma edificação é, em regra geral, a etapa onde as decisões tomadas representam mais de 70% dos custos de construção [11]. O projetista precisa pensar e desenvolver o projeto, com base nas limitações, nas conformidades da situação e no sistema construtivo. O projeto deve levar em consideração fatores como as disposições topográficas, o tipo de material e a mão-de-obra necessária e disponíveis. Nesse sentido, muitas vezes são necessárias alterações e adaptações na concepção inicial de uma edificação.

É importante que o engenheiro civil responsável por desenvolver os projetos complementares e o projetista da arquitetura, possam discutir e às vezes, alterar detalhes arquitetônicos, com o objetivo de obter projetos compatíveis, garantindo a funcionalidade e sustentabilidade da edificação.

Segundo o manual arquitetônico de construção em aço do Instituto Aço Brasil [11], é inviável conceber projetos arquitetônicos na lógica do concreto armado e depois executá-los com sistemas de construção modular como o LSF. Por isso, quando se pretende utilizar métodos modulares, é preferível que suas peculiaridades e processos construtivos, sejam pensadas logo no início dos projetos.

Dito isso, e pensando nas limitações dos métodos discutidas no capítulo 3.2., será analisada a arquitetura escolhida para o estudo de caso que será discutido posteriormente, e verificar sua compatibilidade com os métodos. Para que a arquitetura se enquadre nos limites do método construtivo (exemplo: alinhamento de paredes *in line framing*) e para que os resultados sejam representativos nos futuros trabalhos e ao leitor,

serão feitas alterações necessárias, a fim de simplificar a modelagem estrutural e eliminar singularidades.

Utilizou-se de um *software* especializado na modelação, análise e dimensionamento de estruturas em LSF. O programa chamado *mCalcLSF*, desenvolvido pela empresa Stabile Engenharia, no Brasil [31] é uma das recomendações do CBCA [36]. Essa ferramenta permite a modelação do sistema estrutural, análise elástica linear, dimensionamentos e verificações de segurança seguindo a filosofia do método de coeficientes parciais e os requisitos das normas brasileiras vigentes. Além disso, o *software* tem ferramentas para execução dos desenhos dos painéis e seus elementos, relatórios e quantitativos de materiais.

Antes de analisar a estrutura, precisamos definir as dimensões iniciais das peças por meio de um pré-dimensionamento. Para isso, tomamos como ponto de partida, a arquitetura base, materiais e as cargas atuantes na estrutura.

Esse pré-dimensionamento será feito pelo viés do método prescritivo do CBCA [21], descrito no capítulo 3.2.1. Primeiramente, ter-se-á as dimensões iniciais dos elementos junto da concepção estrutural e modelagem geométrica 3D. Posteriormente, será feita uma primeira análise elástica linear, que dará uma primeira envoltória de esforços da edificação. Após isso, será verificada a segurança dos elementos pré-dimensionados, e se necessário, serão feitas mudanças de desenhos e secções, até que a estrutura esteja dimensionada com segurança por meio do método dos coeficientes parciais.

4.2. Análise da Arquitetura

O projeto arquitetônico proposto possui dois pisos, com pé-direito de 2,70 metros com dimensões em planta de 12,0m x 9,0m para ambos os pavimentos. Não havendo informações sobre localização de implantação ou topografia, foi arbitrado seu endereço na cidade de Pato Branco, Paraná, Brasil. Essa arquitetura pode ser observada no Anexo 02, e foi originalmente pensada para construção em concreto armado, por isso, foram realizadas mudanças, de forma que as disposições construtivas seguissem a lógica de LSF (Anexo 03).

4.2.1 Adaptação da arquitetura para construção em LSF

As alterações de projeto são elencadas abaixo:

- 1) Diminuição de abertura das janelas nas fachadas norte e sul: (vãos de 8,4 metros para duas janelas de 3 metros);
- 2) Inserção de paredes no piso inferior ou aumento da altura de entrepiso para utilização de vigas treliçadas (vão de 6 metros);
- 3) Aumento das áreas de circulação de 1 m para 1,2m;
- 4) Alinhamento de paredes entre os pisos para lógica *in line framing* (como explicado no capítulo 3.1);
- 5) Mudança de escada aberta para escada fechada.

4.3. Concepção Estrutural e Modelagem

Seguindo as recomendações retratadas no capítulo 3.1 e as secções escolhidas pelo método prescritivo, podem-se compor e refinar o modelo esquemático da estrutura utilizando o *software mCalcLSF*. Esse modelo esquemático (figuras 4.1, 4.2 e 4.3) mostra como a estrutura está conectada e sua geometria básica. O espaçamento entre os perfis foi definido em 400 mm, salvo em esquinas e outras singularidades, será considerado apoiado em uma fundação do tipo radier (Ensoleiramento Geral) e tem suas ligações entre elementos consideradas rotuladas.

Vale ressaltar que não serão considerados os efeitos resistentes das placas OSB na maior parte da estrutura por conta da sua durabilidade inferior aos elementos de aço. Geralmente, o OSB funciona como diafragma rígido no plano horizontal em lajes de entrepiso e serve como contraventamento e diminuição de comprimento de flambagem no plano vertical nas paredes resistentes à corte.

Isso implica que se desconsiderados os efeitos do OSB a rigidez do sistema terá de ser assegurada somente de contraventamentos, bloqueadores e outros elementos metálicos que compõem a estrutura LSF.

O efeito diafragma conferido pelo OSB pode ser substituído por contraventamentos de fitas metálicas e bloqueadores nos painéis verticais. No entanto, nos pavimentos isso não é possível, pois é necessário constituir um elemento com rigidez suficiente para que o pavimento tenha seu movimento considerado como de corpo rígido [30]. Para isso, seriam necessários perfis de contraventamento que trabalhem à

compressão, diferentemente das fitas metálicas dos contraventamentos verticais, que funcionam como elementos de cabo.

Para contornar esse problema e evitar que as vigas de pavimento e outros elementos fossem superdimensionados, foi considerado o efeito do diafragma rígido no plano horizontal conferido pelo OSB. Sendo importante para uma possível execução do caso de estudo, a substituição desses painéis conforme recomendações do fabricante, garantido o efeito diafragma do sistema.

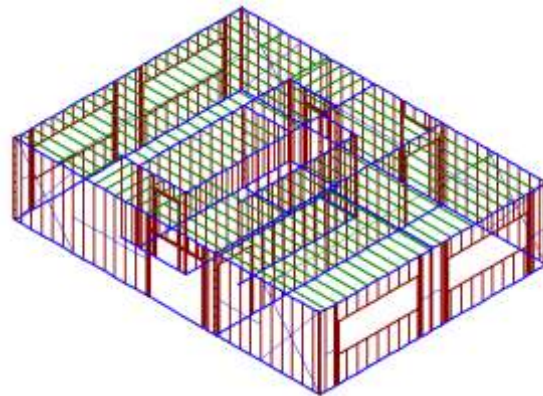


Figura 4.1: Esquema estrutural térreo [31].

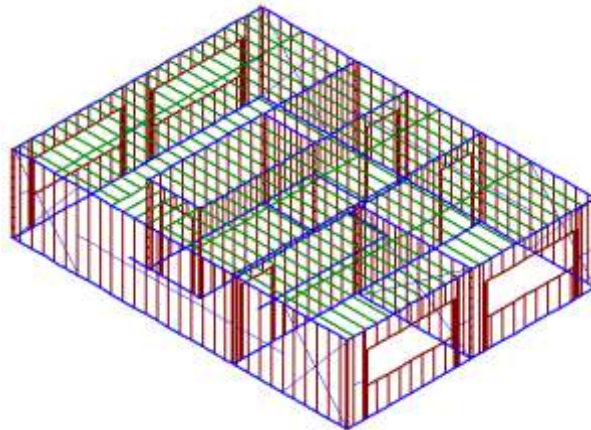


Figura 4.2: Esquema estrutural pavimento superior [31].

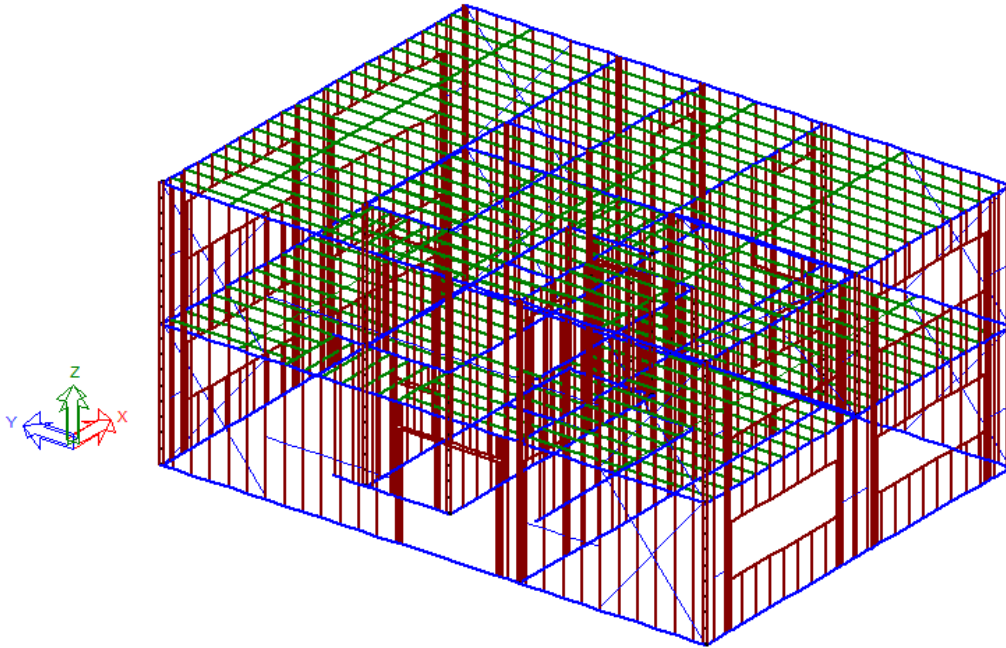


Figura 4.3: Esquema estrutural completo [31].

No desenho (Anexo 04), podemos visualizar a posição dos macroelementos estruturais como paredes internas e externas classificadas em resistentes a corte, compressão e divisórias. Também, foram nomeadas as lajes em função das paredes, definindo a direção e posição de vigas que compõem os entrepisos. Esse desenho faz parte da concepção estrutural e dará suporte a posteriores verificações como deformações máximas permitidas.

Nos Anexos 05, 06 e 07 é possível visualizar as composições, comprimentos e posições das barras que compõem os macroelementos, mostrando o resultado depois do dimensionamento final.

4.4. Materiais

A escolha dos materiais tem muita variabilidade conforme o mercado local, necessidades e preferências do cliente. Essa escolha foi feita de modo a conceber uma estrutura com baixo peso próprio, em coerência com o método construtivo LSF, com carregamento enquadrado nos limites propostos pelo método prescritivo do manual de engenharia do CBCA [21].

4.4.1. Perfis LSF

Os perfis metálicos utilizados são de aço estrutural galvanizado enformados a frio com tensão de escoamento f_y não inferior a 230 MPa compatíveis com a definição de materiais para estruturas LSF. Serão considerados para efeito de cálculo com as

seguintes propriedades recomendadas pela NBR 14762:2010 [23], referindo medidas de proteção contra corrosão de acordo com a NBR8681:2003 [37] e com os aspectos discutidos no Capítulo 2.4.4. conforme a NBR 15523 [16]. O aço utilizado nesse trabalho é designado ZAR230, fabricado a partir de bobinas de aço zincado de alta resistência de acordo com as normas vigentes:

- *Tensão de escoamento, $f_y = 230 \text{ MPa}$;*
- *Resistência última, $f_u = 310 \text{ Mpa}$;*
- *Módulo de elasticidade, $E = 200\ 000 \text{ Mpa}$;*
- *Coefficiente Poisson, $\nu = 0,3$;*
- *Módulo de elasticidade transversal, $G = 77\ 000 \text{ MPa}$;*
- *Massa específica, $\rho = 7\ 850 \text{ kg/m}^3$.*
- *Massa mínima de revestimento contra corrosão (ZAR, 150g/m^2);*
- *Espessura dos perfis entre 0.8 mm e 3 mm .*

4.4.2. Painéis OSB

O termo *Oriented Strand Board* (OSB) refere-se a um derivado da madeira, são placas de tiras de madeira coladas de forma orientada. No mercado, são vendidos com espessuras de 9, 12, 15 e 18 milímetros, com larguras de 1200x2400 milímetros ou 1220x2440 milímetros, o que permite um transpasse adequado no encontro de paredes.

Essas placas podem ser utilizadas para fechamentos internos e externos das paredes, forros, pisos e telhado. São tratadas contra insetos, como cupins, e têm boa resistência à umidade. Entretanto, para manter sua durabilidade, devem ser revestidas por outro material quando sujeita a intempéries ou aplicado em áreas úmidas como casas de banho e lavanderias.

Independentemente do acabamento, as placas devem estar protegidas do contato com a água, por isso, recomenda-se a utilização de uma membrana ou manta de polietileno com alta densidade revestindo toda a área externa das placas [13].

Deve-se garantir a estanqueidade das placas e permitir a passagem de umidade da parte interna dos painéis para o exterior, evitando assim a condensação de umidade em seu interior. Essas mantas são grampeadas sobre as placas, com sobreposição de 15 a 30 cm, criando uma superfície efetiva que impede infiltrações de água.

O material não deve estar em contato direto com o solo ou com a fundação, por isso, faz-se necessário o uso de uma fita seladora na base dos painéis antes da montagem. O que além de impedir o contato com a umidade do piso, diminui a passagem de som e de calor.

Também, recomenda-se prever juntas de dilatação entre as placas, pois sofrem alterações dimensionais causadas por variações de temperatura e umidade do ar. Essas juntas devem apresentar 3 mm entre as placas, em todo o contorno. As juntas verticais devem estar sempre sobre montantes e aparafusadas.

O OSB possui boa resistência à tração, à compressão, ao cisalhamento, à flexão e à percussão. Sofre poucas deformações se mantida longe de umidade, e por isso pode ser utilizado como diafragma rígido quando aplicado em cima de painéis LSF [13].

Apesar de conferir um efeito de contraventamento na estrutura, não se recomenda considerá-lo no cálculo. Como o OSB possui durabilidade inferior aos elementos de aço laminado, geralmente opta-se por utilizar contraventamentos de aço, assegurando a vida-útil e a segurança da estrutura independente da substituição do OSB [21].

A norma europeia NP-EM 300/2002 [19] classifica as placas OSB em função do ambiente de utilização, das características mecânicas e de propriedades físicas:

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

Nas estruturas LSF apenas as classes 3 e 4 podem ser utilizadas se consideradas como diafragma rígido, pois os tipos 1 e 2 estão sujeitos a deterioração precoce, sendo comum a aplicação de OSB/3, a qual será utilizada para o caso de estudo. [12]

Existem alguns cuidados de execução que devem ser tomados, independentemente do tipo de placa utilizada para o fechamento. Esses cuidados servem para garantir a funcionalidade adequada do sistema e conseqüentemente sua durabilidade.

Segundo Campos [13]:

a) As bordas das placas devem estar sempre apoiadas e fixadas nos perfis de aço galvanizado. Isso para garantir a inexistência de cantos e bordas soltas, evitando pontos fragilizados que podem apresentar fissuras ou destacamentos. Devem ser respeitadas as

recomendações do fabricante da placa, como tipos de parafusos e distancias mínimas de fixação.

b) As placas devem estar dispostas de modo que as juntas de fixação não se encontrem, evitando a propagação de fissuras.

4.4.3. Placas de gesso acartonado

As placas de gesso acartonado podem ser utilizadas no sistema de vedação interna para painéis não estruturais e para painéis estruturais (face interna conforme figura 4.4).



Figura 4.4: Pannel revestido com placas de gesso [20].

As placas de gesso acartonado possuem alto controle de qualidade na fabricação, sendo disponibilizadas com dimensões padronizadas (1200mm x 2400mm), por isso, é importante a modularização do projeto para evitar perdas durante o corte e o encaixe.

Essas placas possuem resistência à compressão e à flexão. São produzidas por meio de um processo de laminação contínua que mistura o gesso, aditivos químicos e água, intercaladas por placas de papel cartão [20].

O gesso acartonado é bastante utilizado em fechamentos do tipo *drywall*, em forros, divisórias e outros detalhes arquitetônicos. No LSF, fazem parte do fechamento de paredes internas, sendo fixados nas guias e montantes através de parafusos auto-atarraxantes do tipo de cabeça trombeta e ponta broca, da mesma forma que nas placas OSB.

Existem três tipos básicos de placas de gesso acartonado no mercado, sendo as escolhidas para esse trabalho as placas resistentes à umidade (RU):

- **Placa Standart (ST):** Para ambientes internos sem umidade ou presença de água. Se encontram em diversas espessuras (9,5mm; 12,5mm; 15,0mm). De coloração cinza-branco e bordas retas que facilitam a execução de juntas entre placas;
- **Placas Resistentes à Umidade (RU):** Podem ser aplicadas em lugares úmidos, como banheiros e cozinhas. Possuem cor verde-cinza, geralmente nas mesmas dimensões da Placa Standart. Embora possuam tratamento hidrofugante, recomenda-se não manter a base das placas em contato direto com a água;
- **Placas Resistentes ao Fogo (RF):** São de cor rosa e são aplicadas em lugares onde se precisam maiores requisitos de resistência ao fogo, como rotas de fuga ou escadas de emergência. Aumenta o tempo de abandono do edifício no caso de incêndio e pode ser encontrada em espessuras de 12,5 mm e 15 mm.

4.5. Ações e combinação de ações

4.5.1. Ações Permanentes

Através da consulta das tipologias de materiais utilizados em conjunto com o sistema em aço enformado a frio [21], foram escolhidos alguns materiais compatíveis com as recomendações e métodos discutidos no capítulo 3. e seus pesos e espessuras definidos pela tabela 4.1, sendo a composição da cobertura possível de comportar um telhado do tipo inclinado ou plano:

Componentes	Tipo	Material	kN/m ³	Espessura (m)	CARGA kN/m ²	kgf/m ²
Paredes Internas	Revestimento	Placa de gesso (RU) 12,5 mm (2 Lados)	10.000	0.025	0.250	25.484
	Isolamento	Lã mineral	1.350	0.120	0.162	16.514
TOTAL:					0.412	41.998
Paredes Externas	Isolamento	ETICS (60 mm)	0.350	0.060	0.021	2.141
	Isolamento	Lã mineral	1.350	0.120	0.162	16.514
	Revestimento interno	Placa de gesso (RU) 12,5 mm	10.000	0.0125	0.125	12.742
	Revestimento externo	Painel OSB/3 15 mm	7.000	0.015	0.105	10.703
TOTAL:					0.413	42.100
Entrepiso	Revestimento	Painel OSB/3 18 mm	7.000	0.018	0.126	12.844
	Revestimento	Revestimento cerâmico	2.000	0.01	0.020	2.039
	Revestimento	Placa cimentícia	1.400	0.01	0.014	1.427
	Isolamento	Manta isolante	10.000	0.005	0.050	5.097
	Isolamento	Lã mineral	1.350	0.12	0.162	16.514
	Revestimento de teto	Placa de gesso (RU) 12,5 mm	10.000	0.0125	0.125	12.742
TOTAL:					0.497	50.663
Cobertura	Revestimento	Painel Sandwich	-	-	0.250	25.484
	Revestimento	Painel OSB/3 18 mm	7.000	0.018	0.126	12.844
	Isolamento	Manta isolante	10.000	0.005	0.050	5.097
	Isolamento	Lã mineral	1.350	0.12	0.162	16.514
	Revestimento	Placa de gesso*RU) 12,5 mm	10.000	0.0125	0.125	12.742
	Revestimento	Painel OSB/3 18 mm	7.000	0.018	0.126	12.844
TOTAL:					0.839	85.525

Tabela 4.1: Peso próprio dos materiais [21].

4.5.2. Ações Variáveis

Por meio da norma NBR 6120:1980 [8], “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”, foi possível determinar os valores utilizados para sobrecarga de utilização ou cargas de serviço.

TIPO	CARGA kN/m ²	kgf/m ²
SOBRECARGA DE PAVIMENTO	2.000	203.87
SOBRECARGA DE TELHADO	0.500	50.97

Tabela 4.2: Sobrecarga de utilização [21].

4.4.2.1 Relatório de determinação da pressão dinâmica do vento

As definições de pressão dinâmica do vento foram definidas para a isoietta de 45 metros por segundo conforme velocidade básica do vento da localidade de Pato Branco, Paraná, Brasil. Foram arbitrados fatores topográficos para calcular as ações de vento sobre a estrutura. Dessa forma, já será possível verificar a ação do vento em todas as faces da estrutura em estudo.

Velocidade básica do vento:

$$V_0 = 45 \text{ m/s}$$

Fator topográfico S1:

Terreno plano ou fracamente acidentado

$$S_1 = 1,00$$

Fator que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S2:

Rugosidade do terreno: categoria II

Dimensões da edificação: classe A

Z = 6.05 m (Altura acima do terreno)

$$S_2 = 0.96$$

Fator estatístico S3:

Edificação Grupo 2

$$S_3 = 1,00$$

Pressão dinâmica:

$V_0 = 45 \text{ m/s}$ (Velocidade básica do vento)

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 43.12 \text{ m/s} \quad (\text{Velocidade característica do vento})$$

$$q = 0.613 * V_k^2 = 116.20 \text{ kgf/m}^2$$

Coefficientes de forma externo para paredes de edificações de planta retangular:

Vento a 0°

a = 12 m Maior dimensão horizontal da edificação

b = 9 m Menor dimensão horizontal da edificação

$h = 5.40 \text{ m}$ Altura da edificação

$$a1 = \text{Max} \left(\frac{b}{3}; \frac{a}{4} \right) \leq 2 * h = 3.00 \text{ m}$$

$$a2 = \frac{a}{2} - a1 = 3.00 \text{ m}$$

Vento a 90°

$a = 12 \text{ m}$ Maior dimensão horizontal da edificação

$b = 9 \text{ m}$ Menor dimensão horizontal da edificação

$h = 5.40 \text{ m}$ Altura da edificação

$$b1 = \text{Min} \left(\frac{b}{2}; 2 * h \right) = 4.5 \text{ m}$$

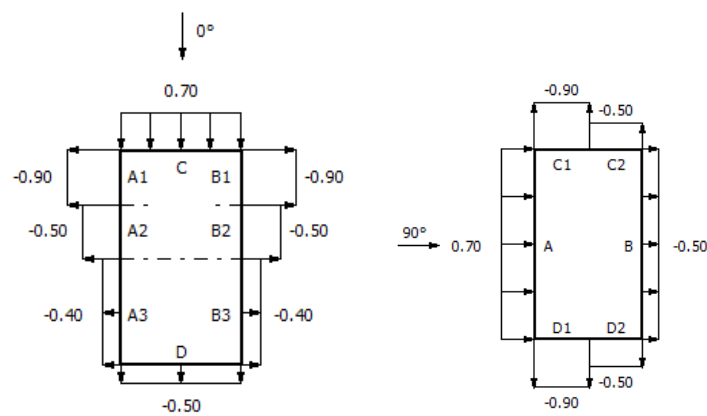


Figura 4.5: Coeficientes de forma para as paredes [31].

Coeficientes de forma externo para telhados com duas águas em edificações de planta retangular:

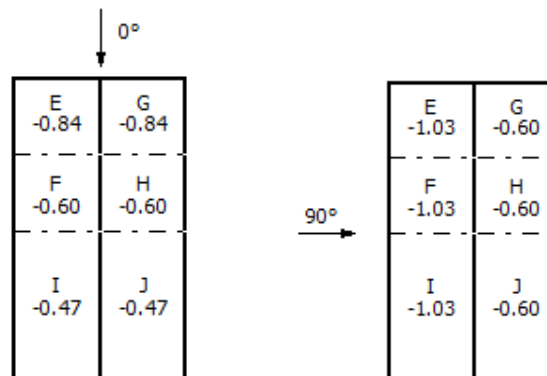


Figura 4.6: Vento a 0 e vento a 90° [31].

Coefficientes de pressão interna:

Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis:

- Vento perpendicular a uma face permeável: $C_{pi} = +0,2$
- Vento perpendicular a uma face impermeável: $C_{pi} = -0,3$

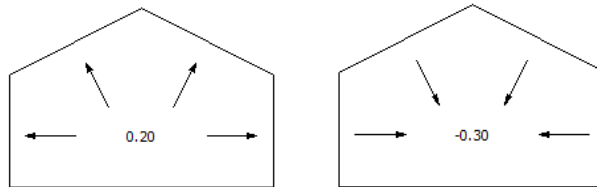


Figura 4.7: CPI a 0° [31].

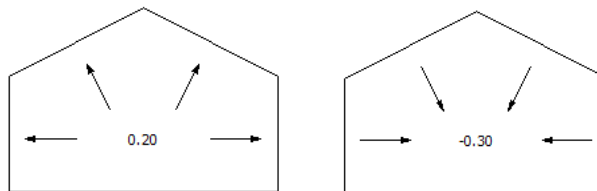


Figura 4.8: CPI a 90° [31].

De acordo com a NBR6123 [22], os coeficientes de pressão interna podem ser considerados uniformes se tem faces opostas igualmente permeáveis a uma ação dinâmica do vento. Isto é, para o vento perpendicular a uma face permeável $C_{pi} = 0.2$ (pressão), resultando em uma força horizontal de 0.2324 kN/m^2 e para vento a uma face perpendicularmente impermeável $C_{pi} = -0.3$ (sucção) resultando em uma força de -0.3486 kN/m^2 .

4.5.3. Combinação de Ações

Seguindo as recomendações da norma NBR 8681:2003 [37] e as tabelas 2 e 3 do item 6.6.1 da NBR14762:2010 [23], os coeficientes parciais para as ações nas combinações dos estados limites últimos normais e estados limites de serviço são:

Permanentes: $\gamma_g = 1.4$

Variáveis: $\gamma_q = 1.5$

Sobrecarga de entrepiso: $\psi_0 = 0.7$

Sobrecarga de entrepiso: $\psi_1 = 0.6$

Sobrecarga de entrepiso: $\psi_2 = 0.4$

Sobrecarga em cobertura: $\psi_0 = 0.8$

Sobrecarga em cobertura: $\psi_1 = 0.7$

Sobrecarga em cobertura: $\psi_2 = 0.6$

Pressão dinâmica de vento: $\gamma_q = 1.4$

Pressão dinâmica de vento: $\psi_0 = 0.6$

Pressão dinâmica de vento: $\psi_1 = 0.3$

Pressão dinâmica de vento: $\psi_2 = 0.0$

Dessa forma, as combinações últimas normais e de serviço usam os coeficientes expostos como nos quadros a seguir, seguindo as equações descritas na secção 3.2.2.1 e 3.2.2.2, note que, para os ELS, as equações variam conforme sua classificação:

DESIGNAÇÃO	PERMANENTES		VARIÁVEIS					
	PESO PRÓPRIO	AÇÕES VERTICAIS		AÇÕES HORIZONTAIS				
		SOBRECARGA EM COBERTURA	SOBRECARGA NO ENTREPISO	VENTO 0°	VENTO 90°	VENTO 180°	VENTO 270°	
E.L.U.	1	1.4	$\psi_0 * 1.5$	1.5	0	0	0	0
	2	1.4	1.5	$\psi_0 * 1.5$	0	0	0	0
	3	1.4	0	$\psi_0 * 1.5$	1.4	0	0	0
	4	1.4	0	$\psi_0 * 1.5$	0	1.4	0	0
	5	1.4	0	$\psi_0 * 1.5$	0	0	1.4	0
	6	1.4	0	$\psi_0 * 1.5$	0	0	0	1.4
	7	1.4	0	1.5	$\psi_0 * 1.4$	0	0	0
	8	1.4	0	1.5	0	$\psi_0 * 1.4$	0	0
	9	1.4	0	1.5	0	0	$\psi_0 * 1.4$	0
	10	1.4	0	1.5	0	0	0	$\psi_0 * 1.4$

Tabela 4.3: Combinações de ações para o ELU.

DESIGNAÇÃO	PERMANENTES		VARIÁVEIS					
	PESO PRÓPRIO	AÇÕES VERTICAIS		AÇÕES HORIZONTAIS				
		SOBRECARGA EM COBERTURA	SOBRECARGA NO ENTREPISO	VENTO 0°	VENTO 90°	VENTO 180°	VENTO 270°	
RARA	1	1	ψ_1	1	0	0	0	0
RARA	2	1	1	ψ_1	0	0	0	0
FREQUENTE	3	1	0	ψ_2	ψ_1	0	0	0
FREQUENTE	4	1	0	ψ_2	0	ψ_1	0	0
FREQUENTE	5	1	0	ψ_2	0	0	ψ_1	0
E.L.S. FREQUENTE	6	1	0	ψ_2	0	0	0	ψ_1
FREQUENTE	7	1	0	ψ_1	ψ_2	0	0	0
FREQUENTE	8	1	0	ψ_1	0	ψ_2	0	0
FREQUENTE	9	1	0	ψ_1	0	0	ψ_2	0
FREQUENTE	10	1	0	ψ_1	0	0	0	ψ_2
QUASE PERMANENTE	11	1	0	ψ_2	0	0	0	0

Tabela 4.4: Combinações de ações para o ELS.

Considerando que a manutenção não acontecerá quando ações críticas de vento estão atuando sobre a estrutura, temos as combinações 1 e 2 dos ELS. Na qual, na primeira ação a sobrecarga de entrepiso é a variável principal e na segunda a sobrecarga no telhado é a variável principal. Serão utilizadas para verificação de deformações máximas de elementos de telhado, não podendo ultrapassar à $(L/250, L: \text{vão})$.

As combinações frequentes de serviço são as de 3 a 10, sendo utilizadas para verificação de deslocamentos horizontais máximos (pode-se observar que as combinações de 7 até 10, possuem coeficiente de combinação para o vento $[\psi 2]$ igual a zero, mas foram deixadas na tabela para que o leitor possa compreender as possibilidades de combinação para outros tipos de cargas variáveis que não possuem coeficiente zero). As deformações máximas permitidas de acordo com a tabela A.1 da NBR14762:2010 [23]:

H/400: deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base. Ou seja, num pilar de 2700 mm de altura, a deformação horizontal máxima em relação a base não deve exceder $2700/400 = 6,75$ mm.

H/500: deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.

Ou seja, o deslocamento horizontal do topo de um pilar de piso superior com altura de 2700 mm para sua base não deve exceder $2700/500 = 5,4$ mm.

A combinação 11, quase-permanente, servirá para a verificação de deformações máximas permitidas nas vigas de pavimento. As deformações máximas permitidas de vigas de pavimento estão na ordem de $L/350$, onde L é o vão [23].

4.5. Pré-Dimensionamento - Método Prescritivo

Como as dimensões e cargas da edificação proposta neste trabalho satisfazem os limites estipulados nas tabelas prescritivas do CBCA [21], essas tabelas serão utilizadas como pré-dimensionamento dos principais elementos estruturais. Isto é, para começar, serão escolhidas as secções dos elementos como montantes de paredes e vigas de pavimento. Posteriormente, análise e verificação da estrutura, finalizando com o dimensionamento final seguindo o método dos coeficientes parciais.

Nos métodos prescritivos existentes para estruturas em LSF, existem limitações quanto as dimensões da edificação e liberdade arquitetônica. Um exemplo é edificações com grandes vãos, que geralmente utilizam uma viga a meio vão, isto é, além de apoiadas

nas extremidades, estarão apoiadas a uma viga principal, diminuindo o vão efetivo para a metade.

Como observado no capítulo 3.1, esta solução não pode ser utilizada quando existem limitações arquitetônicas na altura do entrepiso ou do edifício. Pode-se fazer o uso de vigas principais compostas ou de vigas principais, que podem servir de apoio para vigas secundárias de perfil simples, diminuindo o vão efetivo e não alterando a altura do entrepiso.

Em análise preliminar verificou-se que a escolha de espaçamento entre perfis de 600 mm não seria adequada. Isso porque, para as dimensões e vãos da edificação, os resultados, segundo as tabelas prescritivas do manual de engenharia do CBCA [21], conduziram à perfis com grandes dimensões ou perfis duplos. Por isso, a estrutura foi concebida para o espaçamento de 400 mm entre os montantes.

Consultando as tabelas do método prescritivo do CBCA [21], baseadas no documento da AISI (2000) [35], para uma edificação com dois pavimentos pé direito de 2,70 metros e telhado, velocidade básica do vento de 45 metros por segundo, com segunda classe de exposição, espaçamento de 400 mm entre perfis e largura de edificação entre 8,50 e 9,75 metros, temos (ver anexo 10, [21]):

1) Montantes Térreo:

- (a) Ue 90x40x1,25

Suportando um pavimento, telhado e forro (pé direito de até 2800 mm, sem sobrecarga de neve, (nexo 10-1).

2) Montantes Pavimento Superior:

- (a) Ue 90x40x0,95

Suportando telhado e forro (pé direito de até 2800mm sem sobrecarga de neve, (Anexo 10-2).

3) Vigas de Piso:

Vão simples sem enrijecedor de alma nos apoios (0,48 kN peso próprio e 2,0 kN de sobrecarga, (Anexo 10-3).

- (a) Vão de 4,30 m: Ue 140x40x2,46;
- (b) Vão de 3,60 m: Ue 140x40x2,25;
- (c) Vão de 3,40 m: Ue 140x40x1,55;
- (d) Vão de 2,90 m: Ue 140x40x1,25;
- (e) Vão de 1,50 m: Ue 140x40x0,95.

4) Vergas de Janelas Pavimento Superior:

(a) 2 Ue 300x40x1,55

(Anexo 10-4, vão de 3 metros).

5) Vergas de Janela Pavimento Térreo:

(a) 2 Ue 300x40x2,46

(Anexo 10-5, vão de 3 metros).

6) Vigas de Telhado:

(a) Vão de até 4,00 m: Ue 140x40x12x1,55;

(b) Vão de até 3,50 m: Ue 140x40x12x1,25;

(c) Vão < 3,50 m: Ue 140x40x12x0,95.

(Anexo 10-6)

4.6. Análise Estrutural

Depois que a modelagem está completa, o *software* [31] faz uma análise linear elástica de primeira ordem da estrutura, formando um esquema de barras e nós, aplicam-se as cargas obtidas através das combinações de ações. A composição geométrica dos elementos faz com que seja possível o cálculo de comprimentos de flambagem, modos de flambagem (encurvadura) e uma envolvente de esforços máximos. Assim, o projetista pode analisar toda a estrutura e fazer alterações no menu de dimensionamento.

4.6.1. Análise linear elástica de primeira ordem da estrutura

Por intermédio da modelagem de um sistema geométrico estrutural, levantamento de cargas e ações é possível verificar a estrutura com base no estados-limites últimos e nos estados limites de serviço. A análise global elástica pode ser realizada de duas formas. A primeira delas é a análise elástica de primeira ordem, encontram-se as reações de equilíbrio da estrutura indeformada [23].

Já, a análise de segunda ordem leva em consideração as deformações da estrutura em função das solicitações. A NBR14762:2010 só prevê análise de primeira ordem da estrutura, recomendando prescrições da NBR 8800:2008 [38] para outras análises [23]. O manual de engenharia para Light Steel Framing do CBCA, recomenda que a análise de segunda ordem seja realizada por meio de *softwares* computacionais [21].

No módulo de dimensionamento, o *software* “*mCalcLSF*” [31] faz distinção entre as secções transversais, delineando grupos, por exemplo “montantes”, que tem perfil do tipo UENR (U enrijecido). Então, compara-se as resistências do perfil escolhido com as solicitações mais desfavoráveis obtidas na envolvente de esforços através dos E.L.U, sendo possível verificar a segurança de cada elemento.

Nas tabelas a seguir são expostos os relatórios de cálculo e verificação dos elementos mais desfavoravelmente solicitados desses grupos, suas equações e deformações. Vale ressaltar que uma mesma barra pode estar diferentemente solicitada para cada combinação de ações, variando por exemplo de flexão simples para flexão composta.

Também, pode-se visualizar um exemplo de relatório de cálculo no Anexo 09 e verificação através das recomendações da NBR 1476:2010[23] e 8800:2008 [38] para uma única barra. Apesar de ser possível extrair relatórios para todas as barras do projeto, optou-se por mostrar somente um exemplo de dimensionamento, pois seria impossível inserir todos neste trabalho.

4.7. Verificações de Segurança e Dimensionamento da Estrutura

Nessa seção serão expostos os resultados do dimensionamento da edificação, a qual foi finalizada com um total de 3775 barras e 2200 nós. As legendas como posição dos perfis mais solicitados poderão ser consultadas nos Anexos 06 e 07, com apoio da tabela de resultados de dimensionamento do Anexo 08.

As verificações foram analisadas comparando os esforços resistentes e atuantes na estrutura, além dos deslocamentos máximos permitidos e de cálculo. As informações tabelas mostradas a seguir são um recorte da tabela geral de resultados de dimensionamento (Anexo 8). Elas levam em consideração a envoltória de esforços dos E.L.U e as deformações máximas de todas as combinações estudadas, com exceção de vigas de pavimento e de cobertura, que serão verificadas por combinações específicas discutidas nos capítulos 3.2.2. e 4.5.3.

4.7.1 Montantes do Pavimento Térreo:

- Estados Limites Últimos de Resistência

Os montantes do pavimento térreo foram pré-dimensionados por meio do método prescritivo para a secção UENR 90x40x1,25. A secção foi aprovada com bom aproveitamento com a equação de interação máxima de 0.89 (ver tabela 4.5). Outras secções foram previstas para singularidades como montantes de ligação entre paredes e montantes duplos que recebem elementos diagonais de contraventamento.

Tipo	Posição (Anexo06)	Perfil (mm)		Normal (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante Z (kN)	Momento Y (kN.cm)	Momento Z (kN.cm)	Eq. Int. Max.	Desl.x (mm)	Desl.y (mm)	Desl.z (mm)
Montante	PE-2	UENR										
		90 x	Sd.	2.24	0.05	-0.24	-48.86	-10.56	0.89	-3.377	-1.391	-0.063
		40 x	Rd.	14.24	10.98	13.33	117.3	32.98				
		12 x	Sd/Rd	0.16	0.00	-0.02	-0.42	-0.32				
1.25												
Montante Lig	PI-6	UENR										
		90 x	Sd.	48.04	0.64	-0.02	-0.52	-19.13	0.96	-2.782	-0.552	-0.333
		40 x	Rd.	73.77	17.5	22.86	226.78	62.7				
		12 x	Sd/Rd	0.65	0.04	0	0.00	-0.31				
2.25												
Montante Duplo	PE-1	IENR										
		90 x	Sd.	8.39	0.3	0.11	-6.9	19.17	0.28	-4.500	-0.586	-0.096
		40 x	Rd.	97.66	26.29	32.59	330.96	113.63				
		12 x	Sd/Rd	0.09	0.01	0.00	-0.02	0.17				
1.55 x 0												

Tabela 4.5: Resultados do dimensionamento de montantes do térreo.

Apesar de os montantes duplos estarem superdimensionados para os E.L.U, eles recebem uma espessura maior (1.55 mm) para garantir que as deformações máximas não ultrapassem os limites permitidos.

- Estados Limites de Serviço - Deformações

Os limites de deformação para montantes do pavimento superior recomendados pela tabela A.1 da norma NBR 14762:2010 [23] são da ordem de $H/300$, onde H é o deslocamento no topo dos montantes em relação a base (ou $H/400$ para montantes que suportam vigas). Como os montantes possuem 2700 mm de comprimento, a deformação horizontal máxima permitida é de 6,75 mm. Como o deslocamento máximo foi de 4,5

mm na envoltória de deformações (< 6,75 mm), todos elementos estão bem dimensionados segundo o E.L.S.

4.7.2 Montantes do pavimento superior.

- Estados Limites Últimos de Resistência

Os montantes do pavimento superior foram pré-dimensionados através do método prescritivo para a secção UENR 90x40x0.95 (ver capítulo 4.5). Da mesma forma que os montantes do térreo, a secção foi aprovada com bom aproveitamento em todo o pavimento com a equação de interação máxima de 0,79 (ver tabela 4.6). Outras secções foram previstas para singularidades como montantes de ligação entre paredes e montantes duplos que recebem elementos diagonais de contraventamento.

Tipo	Posição	Perfil (mm)		Normal (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante Z (kN)	Momento Y (kN.cm)	Momento Z (kN.cm)	Eq. Int. Max.	Desl.x (mm)	Desl.y (mm)	Desl.z (mm)
Montante	PI-9	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	Sd.	5.02	0	0	0	0	0.79	-4.494	-0.528	-0.667
			Rd.	6.39	8.63	8.09	46.29	19.78				
			Sd/Rd	0.79	0	0	0	0				
Montante de Lig	PE-2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	Sd.	2.24	0.05	-0.24	-48.86	-10.56	0.89	-3.377	-1.391	-0.063
			Rd.	14.24	10.98	13.33	117.3	32.98				
			Sd/Rd	0.16	0.00	-0.02	-0.42	-0.32				
Montante Duplo	PE-4	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	Sd.	1.89	-0.26	0.09	9.28	-16.57	0.31	5.115	1.072	-0.975
			Rd.	51.83	17.26	16.18	203.08	73.74				
			Sd/Rd	0.04	-0.02	0.01	0.05	-0.22				

Tabela 4.6: Resultados do dimensionamento montantes do pavimento superior.

- Estados Limites de Serviço - Deformações

Os limites de deformação para montantes do pavimento superior recomendados pela norma são da ordem de H/300, onde H é o deslocamento no topo dos montantes em relação a base ou H/400 para montantes que suportam vigas (tabela A.1. NBR14762:2013 [23]). Como os montantes possuem 2700 mm de comprimento, a deformação horizontal máxima permitida é de 6,75 mm. Como o deslocamento máximo calculado para todas as combinações foi de 5,115 mm (< 6,75 mm), os elementos cumprem os limites segundo os requisitos do E.L.S para deformações.

4.7.3. Vergas

-Estados Limites Últimos de Resistência

As vergas foram pré-dimensionados através do método prescritivo para a secção (2UENR em caixa) CA300x40x2,46 para janelas do térreo, (2UENR em caixa) CA 300x40x1,55 para janelas do pavimento superior e para portas. Todas cumprem com grande folga os requisitos dos E.L.U, com equação de interação máxima de 0,61 (para vigas de portas e janelas do pavimento superior); de 0,40 para vergas do pavimento térreo e de 0.19 para vergas de portas do térreo (ver tabela 4.7).

Tipo	Posição	Perfil (mm)		Normal (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante Z (kN)	Momento Y (kN.cm)	Momento Z (kN.cm)	Eq. Int. Max.	Desl.x (mm) (9 m)	Desl.y (mm) (12 m)	Desl.z (mm) (5.7 m)
Verga de porta e Sup	PI-6 (R/C)	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	Sd. Rd. Sd/Rd	0.06 100.63 0	0.03 28.7 0.00	-12.69 20.86 -0.61	-170 1573.73 -0.11	-0.65 175.61 0.00	0.61	2.520	-0.498	-0.248
Verga Térreo	PE-4	CA 300 x 40 x 12 x 2.25	Sd. Rd. Sd/Rd	-1 326.35 0.00	0.05 40.08 0.00	-2.11 64.41 -0.03	-986.85 2585.7 -0.38	8.27 432.77 0.02	0.4	-4.293	-0.282	-0.147
Verga Porta (R/C)	PE-01	IENR 140 x 40x 12 x 1.55	Sd. Rd. Sd/Rd	-0.06 140.71 0	0 30.18 0	-8.2 43.06 -0.19	32.81 647.39 0.05	0 137.81 0	0.19	2.332	-0.331	-0.158

Tabela 4.7: Resultados do dimensionamento de vergas.

- Estados Limites de Serviço - Deformações

Apesar de superdimensionadas aos E.L.U, decidiu-se manter as secções para garantir que, independentemente do tipo de esquadrias e fechamentos utilizados, as deformações (E.L.S) não vão impedir o bom funcionamento do sistema de vedação. A NBR14762:2010 [23] recomenda deformações máximas para vergas na ordem de $L/500$ para combinações em geral, onde L é o comprimento da verga. Como os deslocamentos máximos a meio vão para todas as combinações foram de 4.3 mm para vergas de janela do térreo que possuem vão de 3,00 metros, (< 6 mm), ok. Para vergas de portas do térreo, vão de 2200 mm, 2,32 ($< 4,52$ mm), ok. Para vergas de porta do pavimento superior, com vão de 1350 mm, deslocamento máximo de 2,52 mm (< 2.70 mm), ok.

4.7.4. Vigas de Pavimento

Na concepção do pavimento a disposição das vigas é realizada de forma a conferir os menores vãos possíveis. Também, dependendo da arquitetura, é necessário apoiar vigas em vigas principais, que podem ser compostas ou somente com propriedades mecânicas superiores.

Nos pavimentos em complemento com as vigas LSF, considerou-se o efeito rigidificador do revestimento OSB para simular o efeito de “diafragma rígido” correspondente ao comportamento conjunto das vigas junto do revestimento. As placas OSB que compõem o sistema de lajes possuem um papel chave na distribuição de cargas horizontais na estrutura. Dessa forma o sistema pode ser considerado de elevada rigidez e apresentando apenas movimentos de corpo rígido no plano do pavimento [30].

-Estados Limites Últimos de Resistência

As vigas de pavimento foram pré-dimensionadas pelo método prescritivo conforme seu vão livre, sendo o maior vão de 4,00 m (ver item 4.5) as quais são apresentados os resultados de dimensionamento na tabela 4.8.

Para os vãos de 4,0 m: UENR 140x40x12x2,25 ou “Ue 140x40x12x2,46”, o qual o segundo foi aprovado com equação de interação máxima de 0.92.

Para os vãos de 3,30 m: foi prevista a secção UENR 140x40x12x1,55 para as vigas, que foram aprovadas na fase de dimensionamento com interação máxima de 0.97.

Para vãos inferiores a 1,8 metros previu-se a secção UENR 140x40x12x0.95, que o dimensionamento aprova com interação máxima de 0,89.

Para as vigas principais em que se apoiam outras vigas, foi utilizada a espessura de 3 milímetros para conter deformações. Uma viga especial foi concebida para servir de apoio ao painel interno 5 (divisória, PI-5, ver anexo 04) do pavimento superior, com secção (Ue) UENR 140x40x12x3.

Tipo	Posição	Perfil (mm)		Normal (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante Z (kN)	Momento Y (kN.cm)	Momento Z (kN.cm)	Eq. Int. Max.
Viga	LAJE I 7-9	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	Sd. Rd. Sd/Rd	0.39 13.73 0.03	-5.54E-3 8.63 0	1.58 5.18 0.3	130.61 154.87 0.84	0.52 31.26 0.02	0.89
Viga	LAJE I9-E2	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	Sd. Rd. Sd/Rd	0.35 18.66 0.02	-5.18E-3 13.15 0	1.91 21.53 0.09	191.43 204.31 0.94	-0.59 45.2 -0.01	0.97
Viga	LAJE E4-I6	UENR 140 x 40 x 12 x 2.46	Sd. Rd. Sd/Rd	-0.67 103.68 0.01	-0.02 18.62 0.00	3.15 40.17 0.08	316.04 359.86 0.88	-2.46 68.55 -0.04	0.92
Viga	LAJE E1-PI10	UENR 140 x 40 x 12 x 3	Sd. Rd. Sd/Rd	-2.67 117.1 0.02	-0.03 21.08 0.00	1.44 48.17 0.03	222.27 528.76 0.42	-1.19 79.59 -0.01	0.44

Tabela 4.8: Resultados do dimensionamento vigas de pavimento.

- Estados Limites de Serviço - Deformações

Para verificar deformações de pavimento, utilizaremos as combinações de ações quase permanentes, segundo recomendação da norma NBR14762:2010 [23]. A tabela 4.9 mostra as deformações máximas permitidas a meio vão ($L/350$) para cada vão, onde L é o vão. Podemos verificar que todos os grupos de vigas apresentados possuem deformação de cálculo inferiores à máxima permitida para combinações de ações quase permanentes, sendo as maiores deformações localizadas na Laje E4-I6, a qual possui o maior vão da edificação (4,0 m).

LAJE	QTD	TIPO	L (mm)	VIGAS	L/350	Def Z (Quase permanente)
LAJE E4-I6	21	UENR 140 x 40 x 12 x 2.46	4000	V78-V83; V1-V15	11.43	6.47
	1	IENR 140x40x12x3x0	4000	V90	11.43	0.52
	21	[140 x 40 x 2.25	450	B1-B20; B45	-	-
	1	[140 x 40 x 2.25	250	B44	-	-
LAJE I 6-2	11	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	1254	V16-V26	3.58	0.22
LAJE I6-V59	6	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	2600	V84-V89	7.43	2.11
LAJE PI6-V76	4	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	2600	V27-V30	7.43	2.09
	1	UENR 140 x 40 x 12 x 3	1450	V76	4.14	0.25
LAJE E3-PI11	4	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	1450	V69-V71; V77	4.14	0.28
	2	UENR 140 x 40 x 12 x 3	1450	V72; V76	4.14	0.23
LAJE I 7-9	13	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	1800	V32; V46-V57	5.14	0.71
LAJE E1-PI10	5	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	1450	V60-64	4.14	0.27
	2	UENR 140 x 40 x 12 x 3	1450	V59; V65	4.14	0.39
LAJE I9-E2	15	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	3300	V31; V33-V45; V73-V75	9.43	4.52
	4	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	2650	V58; V66-V68	4.71	2.03
	23	[140 x 40 x 2.25	450	B21-B43; V43	-	-
	1	[140 x 40 x 2.25	200	B42	-	-

Tabela 4.9: Deformação de vigas de pavimento.

4.7.5. Vigas de Telhado

-Estados Limites Últimos de Resistência

Da mesma forma que as vigas de pavimento, as vigas de telhado são dimensionadas conforme seus vãos e cargas. As vigas pré-dimensionadas através do método prescritivo (item 4.5.) para vãos de até 3,5 metros foram reprovadas pelo dimensionamento, sendo necessária na laje I9-E2 (ver anexo 05) uma espessura ligeiramente maior (1,25 mm). Os resultados de dimensionamento e verificação de segurança segundo o ELU para as vigas de cobertura podem ser verificados na tabela 4.10.

Para vãos de 4,0 metros: UENR 140x40x12x1,55, as vigas foram aprovadas com equação de interação máxima de 0,97.

Para vãos de 3,45 metros: UENR 140x40x12x1,25, as vigas foram aprovadas com equação de interação máxima de 0,80.

Para vãos menores que 3,45 metros: UENR 140x40x12x0,95, as vigas foram aprovadas com equação de interação máxima de 0,89.

Para vigas principais: UENR 140x40x12x3 com equação de interação máxima de 0,44.

Tipo	Posição	Perfil (mm)		Normal (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante Z (kN)	Momento Y (kN.cm)	Momento Z (kN.cm)	Eq. Int. Max.
Viga	LAJE I9-E2	UENR 140 x 40 x 12 x 0,95	Sd. Rd. Sd/Rd	0,39 13,73 0,03	-5,54E-3 8,63 0	1,58 5,18 0,3	130,61 154,87 0,84	0,52 31,26 0,02	0,89
Viga	LAJE I9-E2	UENR 140 x 40 x 12 x 1,25	Sd. Rd. Sd/Rd	0,12 17,34 0,01	-0,01 10,98 0	1,64 11,9 0,14	142,45 187 0,76	-1,05 38,95 -0,03	0,8
Viga	LAJE E4-I6	UENR 140 x 40 x 12 x 1,55	Sd. Rd. Sd/Rd	0,35 18,66 0,02	-5,18E-3 13,15 0	1,91 21,53 0,09	191,43 204,31 0,94	-0,59 45,2 -0,01	0,97
Viga	LAJE E1-PI10	UENR 140 x 40 x 12 x 3	Sd. Rd. Sd/Rd	-2,67 117,1 0,02	-0,03 21,08 0,00	1,44 48,17 0,03	222,27 528,76 0,42	-1,19 79,59 -0,01	0,44

Tabela 4.10: Resultados do dimensionamento vigas de telhado.

- Estados Limites de Serviço - Deformações

Segundo recomendações da tabela A.1. da NBR14762:2010 [23], e outras recomendações discutidas no capítulo 3.2.2. utilizaremos as combinações de ações raras para verificações de deformações transversais máximas, as quais são apresentadas na tabela 4.11, e suas respectivas posições podem ser consultadas no anexo 05.

Podemos verificar que são respeitados os limites de deformações transversais máximas a meio vão para cada vão ($L/250$, onde L é o vão). Sendo a maior deformação nas vigas com vão de 4,0 metros na laje E4-I6, com uma flecha de cálculo de 9.59 mm ($< 16,00 \text{ mm} = 4000/250$).

LAJE	QTD	TIPO	L (mm)	VIGAS	L/250 (Máx)	Def Z (Rara 1)	Def Z (Rara 2)
I9-E2	16	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	3300	V1; V3-V17	13.2	6.36	7.05
	3	UENR 140 x 40 x 12 x 1.25	3450	V61-V63	13.8	5.87	6.56
	1	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	2600	V2	10.4	2.95	3.3
	21	[140 X 40 X 2.25	450	B23-B43	-	-	-
	1	[140 X 40 X 2.25	250	B22	-	-	-
I6-I7	19	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	2600	V39-V55; V64-V65	10.4	2.84	3.16
	20	[140 X 40 X 2.25	450	B45-B64	-	-	-
	1	[140 X 40 X 2.25	250	B44	-	-	-
I7-I9	16	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	1800	V68-V83	7.2	1.08	1.09
E1-I10	3	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	1450	V57-V59	5.8	0.3	0.33
	2	UENR 140 x 40 x 12 x 3	1450	V60; V56	5.8	0.52	0.56
E4-I6	21	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	4000	V19-V38	16	8.61	9.59
	1	UENR 140x40x12x3x0	4000	V84	16	0.34	0.42
	20	[140 X 40 X 2.25	450	B2:B21	-	-	-
	1	[140 X 40 X 2.25	250	B1	-	-	-

Tabela 4.11: Deformações vigas de telhado.

4.8. Quantitativos e Desenhos

No que diz respeito a quantitativos, podemos verificar na tabela 4.12, um resumo do tipo dos elementos estruturais LSF, relacionados aos grupos de dimensionamento, com seus comprimentos e pesos. Conferindo um peso total de 6077,92 kgf de aço para constituir a estrutura em estudo, além dos quantitativos de revestimento na tabela 4.13. Nos Anexos 05, 06 e 07 mostram-se as posições, comprimentos e cotas dos elementos, bem como cotas e outras informações relevantes para execução desse tipo de estrutura.

Tipo	Perfil (mm)	Peso(kgf)
Bloqueador de viga (Térreo)	[140 x 40 x 2.25	160.44
Bloqueador (Sup)	[90 x 40 x 1.25	4.63
Bloqueador viga (Sup)	[90 x 40 x 1.55	52.99
Guia	[92 x 60 x 3	846
Guia][92 x 60 x 3	607.73
Verga de porta	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	200.58
Verga Térreo	CA 300 x 40 x 12 x 2.25	183.26
Verga Porta (Térreo)	IENR 140 x 40x 12 x 1.55	31.75
Montante Duplo (Sup)	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95	18.77
Montante Duplo	IENR 90 x 40 x 12 x 1.55	706.92
Contraventamento	RET 50 x 0.95	23.79
Viga	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	347.94
Viga	UENR 140 x 40 x 12 x 1.25	23.76
Viga	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	487.25
Viga	UENR 140 x 40 x 12 x 2.46	364.07
Viga	UENR 140 x 40 x 12 x 3	37.32
Montante (Sup)	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	705.83
Montante (Térreo) / Montante De Ligação (Sup)	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	1126.31
Montante de ligação (Térreo)	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	100.72
	Total [metros;kgf]	6077.92

Tabela 4.12: Resumo de quantitativos dos elementos do subsistema estrutural LSF.

Pavimento térreo		
Placas	QTD	Dimensões
OSB	42	1200x2400
Gesso	208	1200x1200
Manta (barreira de umidade)	120.96m ²	
Isolamento térmico	299.52m ²	
Pavimento superior		
Placas	QTD	Dimensões
OSB	42	1200x2400
Gesso	202	1200x1200
Manta (barreira de umidade)	120.96m ²	
Isolamento térmico	290.88m ²	

Tabela 4.13: Resumo de quantitativos do revestimento.

5. CONCLUSÕES

5.1 Conclusões gerais

No que diz respeito à liberdade arquitetônica, os métodos estudados são extremamente limitados. Não prevendo por exemplo, paredes curvas, grandes vãos, edifícios com mais de dois pavimentos, e se limita a usar materiais leves e pequenos carregamentos.

Uma grande limitação arquitetônica dos métodos prescritivos para concepção de estruturas LSF é a linearidade na disposição de elementos. Também, prescrições de paredes apoiadas em vigas, geralmente não se encontram nas literaturas, o que impede o uso sem o devido dimensionamento dessas vigas por métodos de cálculo.

Fica claro que a liberdade arquitetônica aumenta quando se utiliza métodos de cálculo. Isso porque, pode-se dimensionar peças e edifícios com mais singularidades e com maior variabilidade de carregamentos. Entretanto, conforme a edificação sai da lógica do método prescritivo, ou utiliza perfis metálicos que geralmente não se encontram pré-fabricados, perde-se vantagens do LSF, como a modularidade e a padronização dos elementos.

Apesar da grande facilidade para empregar o método prescritivo, quando se pretende construir muitos edifícios semelhantes, como em condomínios e casas geminadas, os métodos de cálculo são mais vantajosos. Para que seja possível e aumentar a padronização e produtividade nesse cenário, os métodos de cálculo poderiam permitir um refinamento da estrutura e conseqüentemente evitar superdimensionamentos.

Como o peso da estrutura é extremamente baixo, comparado ao de soluções tradicionais de betão armado, pode ser bem utilizado em reabilitação de edifícios antigos, onde se pode manter boa parte da edificação intacta, sem grandes alterações no carregamento.

5.2 Conclusões do caso de estudo

Mesmo havendo alguma dificuldade na concepção e modelagem da estrutura devido a adaptação de uma arquitetura que a princípio foi pensada na lógica de concreto armado, foi possível emprega-la como caso de estudo após algumas adaptações. Algumas assimetrias e singularidades foram encontradas, que poderiam ter sido evitadas no projeto

arquitetônico. Uma arquitetura planejada para a lógica LSF, como regra geral, raramente possui montantes fora da “malha” dos 400 mm (excluindo-se montantes de ligação entre paredes e ombreiras de aberturas), como acontece em alguns pontos da estrutura.

Apesar disso, a estrutura concebida para o caso de estudo foi dimensionada com sucesso e possui poucas singularidades no que diz respeito aos procedimentos e métodos discutidos na literatura estudada. Sobre o uso de métodos prescritivos para o dimensionamento de estruturas LSF, pode-se concluir que se respeitados os limites e recomendações, o seu uso é seguro.

O efeito de diafragma rígido conferido pelo OSB no que diz respeito aos elementos horizontais como lajes de entrepiso e lajes de forro é imprescindível para o dimensionamento adequado de estruturas desse gênero. Isso porque, como observado no desenvolvimento desse trabalho, se desconsiderados, deixa de haver uma boa integridade estrutural entre pavimentos e paredes ou implica numa maior necessidade de inércia mecânica das secções dos perfis.

Fica claro ao observar a tabela de resultados (anexo 08), que parte das cargas horizontais atuantes nas estruturas, estão sendo absorvidas por guias, montantes e vigas, os quais deveriam, seguindo a lógica LSF atuar somente para resistir cargas verticais. Apesar das cargas horizontais consideradas não possuírem grandes amplitudes, pode-se dizer que o efeito delas eventualmente teria maior impacto em estruturas com mais pavimentos, dimensões e estilos arquitetônicos diferentes.

Como de fato, os painéis OSB contribuem para a rigidez global da estrutura e para eficiência no dimensionamento, desconsiderá-los tem como consequência o superdimensionamento das secções do caso de estudo. Problema esse, que seria agravado em outros estudos conforme as dimensões da estrutura aumentam, ou com maiores intensidades de ações horizontais como sismos.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Seria interessante, um estudo relacionado a durabilidade das placas OSB, a fim de prever uma manutenção ou substituição desses elementos, podendo dessa forma, considerar todos os efeitos benéficos desses revestimentos para a economia e segurança da estrutura.

Uma possibilidade interessante dos materiais utilizados na lógica LSF, é a possibilidade concepção de estruturas mistas, ou reabilitação de edifícios. Como por exemplo, construções em concreto armado com paredes divisórias com uso de perfis metálicos e gesso, ou ainda, pavimentos concebidos com perfis leves apoiados em vigas de concreto armado.

Pontos que não foram analisados no trabalho e que tem grande importância é o cálculo e a verificação das ligações entre os perfis LSF e análises sísmicas da estrutura. Seria interessante, o estudo desses pontos para verificar os impactos no dimensionamento final da estrutura e na rigidez global do sistema.

Também, estudos relacionados aos sistemas complementares como a passagem de tubulações elétricas e hidráulicas, e aos sistemas de isolamento térmico e acústico. Verificando a compatibilidade entre os projetos e por fim, a obtenção de um orçamento geral, para comparar a construção em LSF com outros tipos de construção modular e construções tradicionais em concreto armado.

REFERÊNCIAS

- [1] REGO, D. J. M. **Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing**. Universidade Técnica de Lisboa, 2012. Dissertação.
- [2] GONÇALVES, C. J. P. **Construção Modular - Análise Comparativa de Diversas Soluções**. Universidade De Aveiro, 2013. Dissertação.
- [3] SOUSA, Hipólito de. **Construções em Alvenaria**. Universidade Do Porto, 2003.
- [4] FREITAS Jr, J. A. **Aços para concreto**, Helene P.R. L. Universidade Federal do Paraná, 2007.
- [5] APPLETON, A. C. J. **Estruturas de betão I, Parte II – Materiais**. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2002.
- [6] EUROCÓDIGO 2, **Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. (NP EN 1992-1-1), 2010.
- [7] ISAIA, G. C. (Ed.) - **Dosagem dos Concretos de Cimento Portland, Concreto (Capítulo 12): Ciência e Tecnologia** © 2011 IBRACON, <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc56.pdf>.
- [8] NBR 6120. 1980. **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**, Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- [9] PATINHA, S. M. P. A. **Construção Modular – Desenvolvimento da Ideia: Casa numa Caixa**. Universidade de Aveiro, 2011.
- [10] FREITAS, F. M. C. **Construção Modular Sustentável: Propostas de um projeto tipo**. Instituto politécnico de Viana do Castelo, 2014.
- [11] CRASTO, et al. **Steel Framing: Arquitetura**, Instituto Aço Brasil Centro Brasileiro da Construção em Aço. 2012.
- [12] LIGHT STEEL FRAMING. **Engenharia e Projecto**. Disponível em <http://www.futureeng.pt/lstf>.
- [13] CAMPOS, P. F. **Light steel framing: Uso em construções habitacionais empregando a modelagem virtual como processo de projeto e planeamento**. Universidade de São Paulo, 2014.
- [14] Eurocódigo 3-1-1. 2010. **Projetos de Estruturas de aço, regras gerais para edifícios**.
- [15] SIMÕES, R. A. D. **Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas**. 3ª ed., Associação Portuguesa de construção Metálica e Mista, 2014.

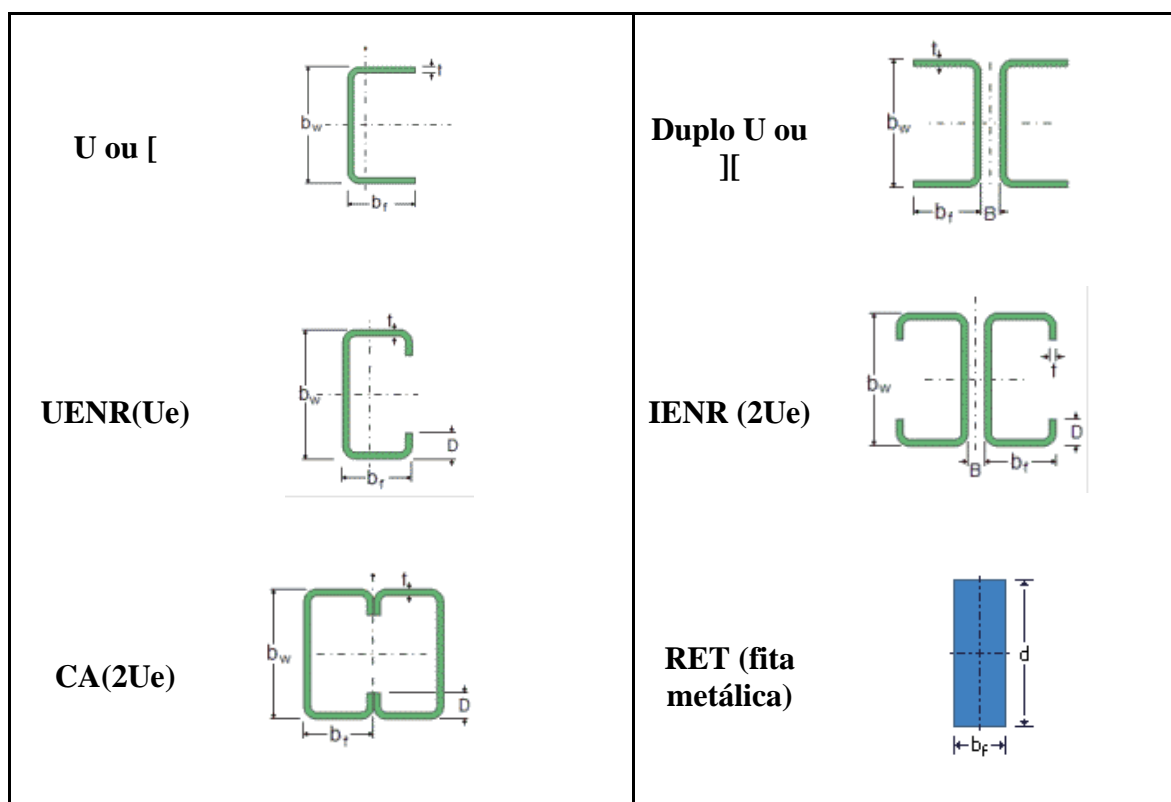
- [16] NBR 15253. 2014. **Perfis de aço formados a frio, revestimento metálico para painéis estruturais reticulados em edificações – Requisitos Gerais**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- [17] - Eurocódigo 3-1-1. 1993. **Projetos de Estruturas de aço, regras gerais para edifícios**.
- [18] GIONGO, J. S. **Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios**. Universidade de São Paulo, 2007.
- [19] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. European Standard EN 300- Oriented Strand Boards (OSB) – **Definitions, classification and specifications**. Bruxelas: 2002.
- [20] VIVAN, A. L. **Projetos para Produção de Residências Unifamiliares em Light Steel Framing**. Universidade Federal de São Carlos, 2011.
- [21] STEEL FRAMING: **Manual de Engenharia**, 2ª ed. Centro de Informações do AçoBrasil, Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2016.
- [22] NBR 6123. 1988. Forças devidas ao vento edificações, Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- [23] NBR 14762. 2010 Dimensionamento de estruturas em aço constituídas por perfis formados a frio, Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- [24] BELATO, M. N. **Análise da Geração de Poluentes na Produção de Cimento Portland com o Coprocessamento de Resíduos Industriais**. Instituto de Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Itajubá, 2013. Dissertação (Mestrado em Conversão de Energia)
- [25] MODULAR SYSTEM, **construções modulares**. Disponível em: <<http://www.modular-system.com/pt/>>.
- [26] Téketo, **Construções modulares**. Disponível em: <<http://www.teketo.pt/index.php/pt/>>.
- [27] Pires, S, F, M, J. **O método prescritivo na construção de moradias em aço leve**. Instituto Técnico de Lisboa, 2013.
- [28] REVISTA Super abril, edição de 04 de julho de 2018. Disponível em: <https://super.abril.com.br/mundo-estranho/como-foram-erguidas-as-piramides-do-egito/>.
- [29] BLOG um Olhar sobre a Arte, informações sobre monumentos antigos. Disponível em: <https://umolharsobrearte.blogs.sapo.pt/6953.html>
- [30] Mendes, H, O. **Procedimentos para Análise e Dimensionamento de Estruturas de Edifícios em Aço Leve**. Universidade de Coimbra, 2015.
- [31] Stabile Engenharia. Disponível em: <https://stabile.com.br/programasgeral/mcalclsf/>.

- [32] PERFISA, S.A. **Perfis metálicos para construção**, acesso em: <https://www.perfisa.pt/>
- [33] Norma Portuguesa EN, **Bases para o projecto de estruturas**, 2009.
- [34] ISO 6241, **Performance standards in building – Principles for their preparation and factors to be considered**, 1984.
- [35] AISI S100, North American Specification for the Design of cold-formed Steel Structural Members, 2007.
- [36] CBCA, Centro Brasileiro da construção em aço, acesso em: <https://www.cbca-acobrasil.org.br/>
- [37] NBR 8681, **Ações e segurança nas estruturas**, Associação Brasileira de normas Técnicas, 2003.
- [38] NBR 8800, **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.
- [39] NBR 6118, **Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento**, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- [40] MOREIRA, F. F. **Análise do comportamento estrutural de uma edificação em Light Steel Frame segundo critérios de dimensionamento aplicados no Brasil**, 2017, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.
- [41] EN 1993-1-3: Eurocode 3: **Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting**.

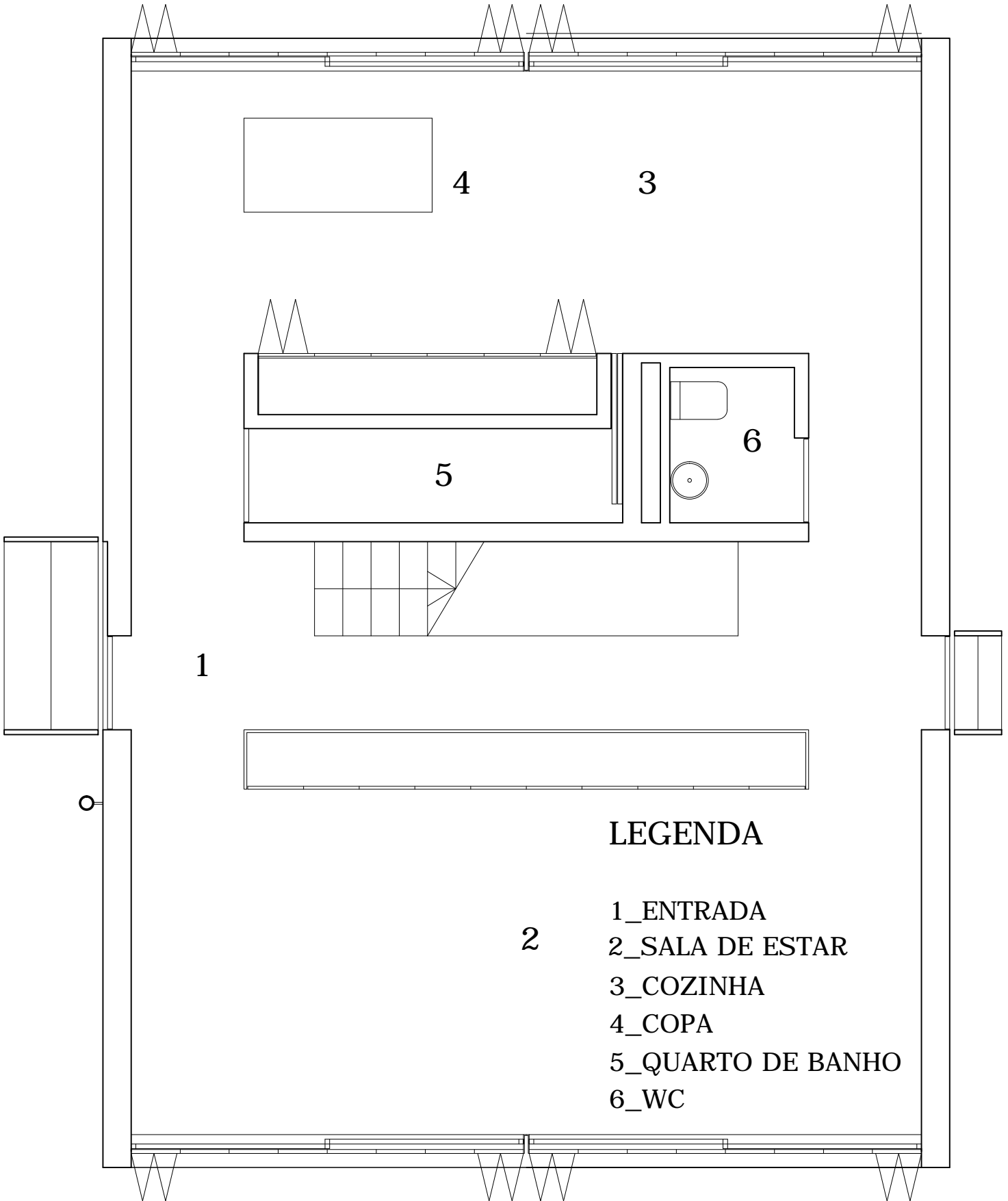
ANEXOS

Anexo 01: Propriedades geométricas de perfis

Perfil (mm)	bw	bf	tn	D	Iy(cm4)	Iz(cm4)	yg(cm)	zg(cm)	A(cm²)	It(cm4)	Cw(cm6)	Y0(cm)	(kgf/m)	ry(cm)	rz(cm)
[140 x 40 x 2.25	140	40	2.25	0	127.238	6.394	0.828	7.00	4.748	0.082	220.926	1.923	3.727	5.177	1.161
[90 x 40 x 1.25	90	40	1.25	0	26.056	3.269	1.002	4.50	2.063	0.011	45.560	2.357	1.619	3.554	1.259
[90 x 40 x 1.55	90	40	1.55	0	31.792	4.001	1.016	4.50	2.539	0.021	55.482	2.347	1.993	3.539	1.255
[92 x 60 x 3	92	60	3	0	83.652	22.514	1.860	4.60	6.000	0.185	318.511	3.995	4.710	3.734	1.937
[92 x 90 x 3	62	60	3	0	119.310	67.908	3.162	4.60	7.800	0.239	981.856	6.734	6.123	3.911	2.951
][92 x 60 x 3 x 0	92	60	3	0	167.303	86.544	0.000	0.00	12.000	0.371	1467.734	0.000	9.42	3.734	2.386
CA 300 x 40 x 12 x 1.55	300	40	1.55	12	1318.520	153.38	0.000	15.00	12.140	1073.550	0.000	0.000	9.530	10.422	3.555
CA 300 x 40 x 12 x 2.25	300	40	2.25	12	1854.959	217.167	0.000	15.00	17.370	1152.803	0.000	0.000	13.635	10.334	3.536
IENR 140 x 40x 12 x 1.55	90	40	1.55	12	71.229	21.739	0.000	0.00	5.630	0.023	267.840	0.000	4.419	3.557	1.965
IENR 90 x 40 x 12 x 0.95	90	40	0.92	12	45.805	14.108	0.000	0.00	3.542	0.005	164.160	0.000	2.780	3.596	1.996
IENR 90 x 40 x 12 x 1.55	90	40	1.55	12	71.229	21.739	0.000	0.00	5.630	0.023	267.840	0.000	4.419	3.557	1.965
RET 50 x 0.95	-	-	-	-	0.990	0.0000	0.000	0.00	0.475	3.960	0.000	0.000	0.373	1.443	0.027
UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	140	40	0.95	12	64.336	4.617	1.042	7.00	2.246	0.007	185.538	2.674	1.763	5.352	1.434
UENR 140 x 40 x 12 x 1.25	140	40	1.25	12	83.021	5.864	1.04	7.00	2.925	0.016	237.026	2.638	2.296	5.328	1.416
UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	140	40	1.55	12	100.939	7.014	1.037	7.00	3.590	0.030	285.301	2.603	2.818	5.303	1.398
UENR 140 x 40 x 12 x 2.46	140	40	2.46	12	150.690	9.951	1.029	7.00	5.518	0.116	413.209	2.494	4.332	5.226	1.343
UENR 140 x 40 x 12 x 3	140	40	3	12	177.020	11.326	1.025	7.00	6.600	0.209	476.830	2.43	5.181	5.179	1.31
UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	90	40	0.95	12	22.902	4.021	1.309	4.50	1.771	0.005	72.703	3.179	1.390	3.596	1.507
UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	90	40	1.25	12	29.424	5.104	1.305	4.50	2.300	0.012	92.489	3.141	1.806	3.577	1.49
UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	90	40	2.25	12	48.807	8.12	1.292	4.50	3.96	0.070	148.523	3.014	3.109	3.511	1.432



ANEXO 02: ARQUITETURA ORIGINAL (1/2)



LEGENDA

- 1_ENTRADA
- 2_SALA DE ESTAR
- 3_COZINHA
- 4_COPA
- 5_QUARTO DE BANHO
- 6_WC

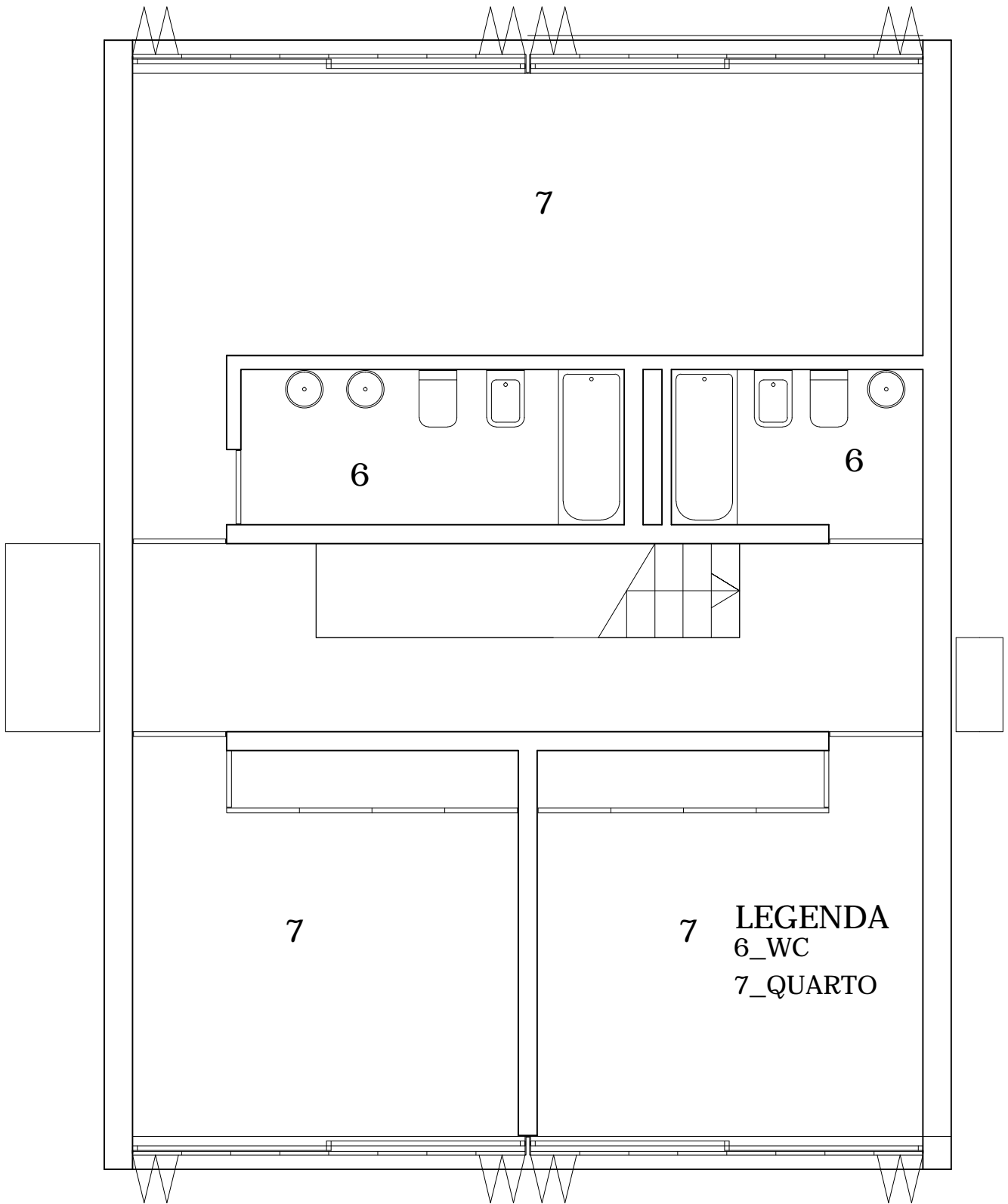
Escala gráfica (metros)



90

TÉRREO

ANEXO 02: ARQUITETURA ORIGINAL (2/2)

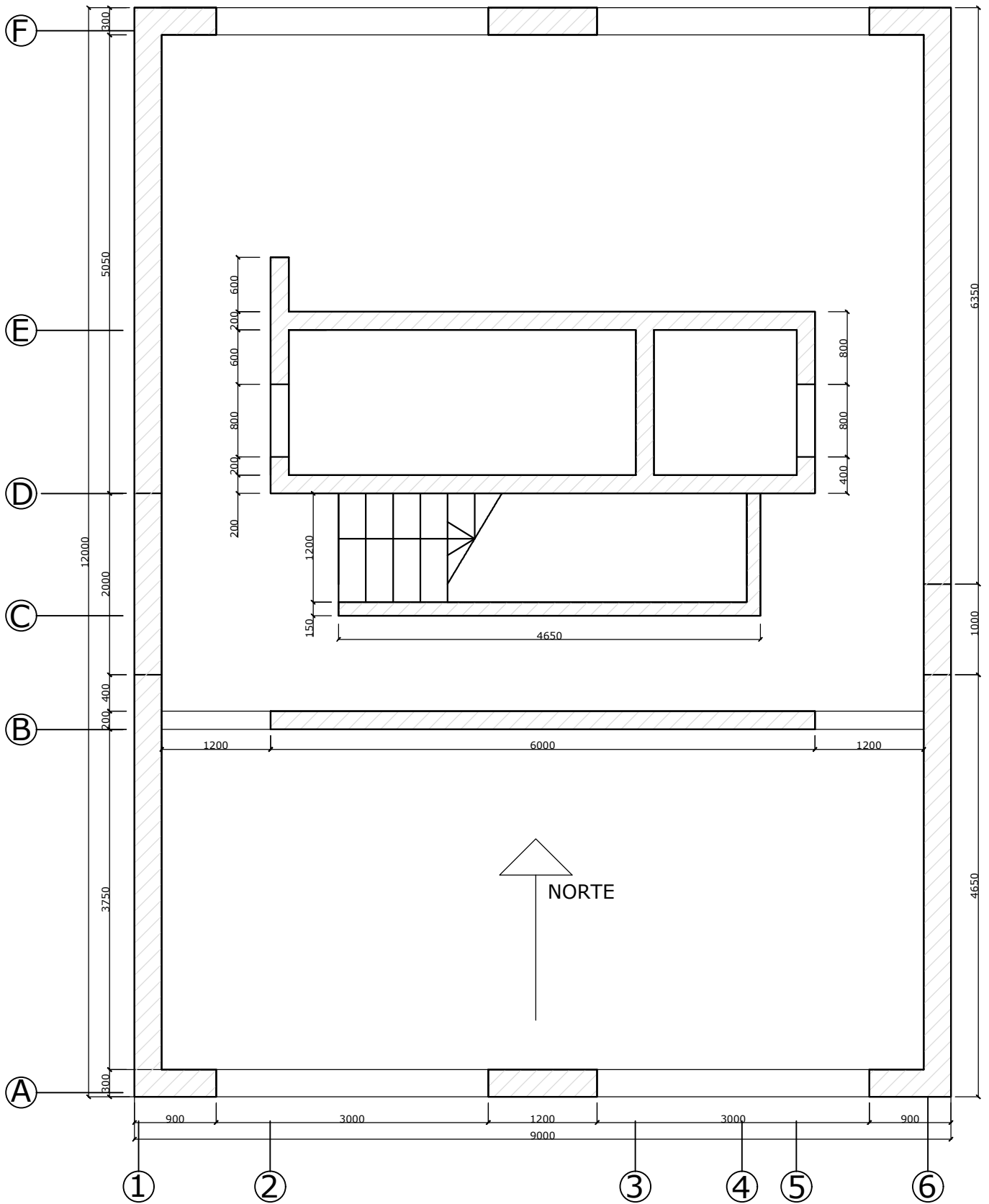


Escala gráfica (metros)



1ºANDAR

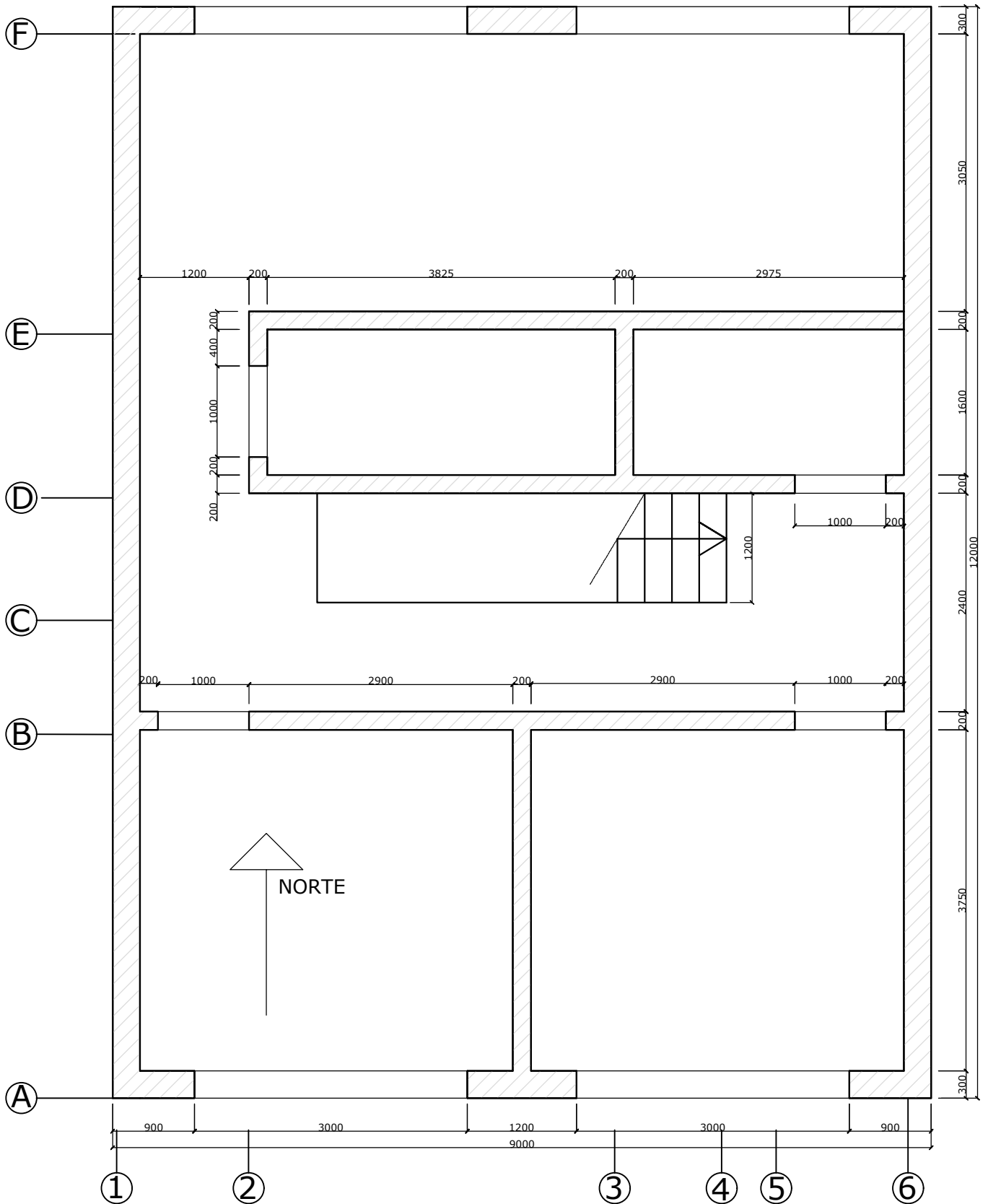
ANEXO 03: PLANTAS BAIXAS ADAPTADAS (1/2)



PAVIMENTO TÉRREO
ESCALA 1/60



ANEXO 03: PLANTAS BAIAS ADAPTADAS (2/2)

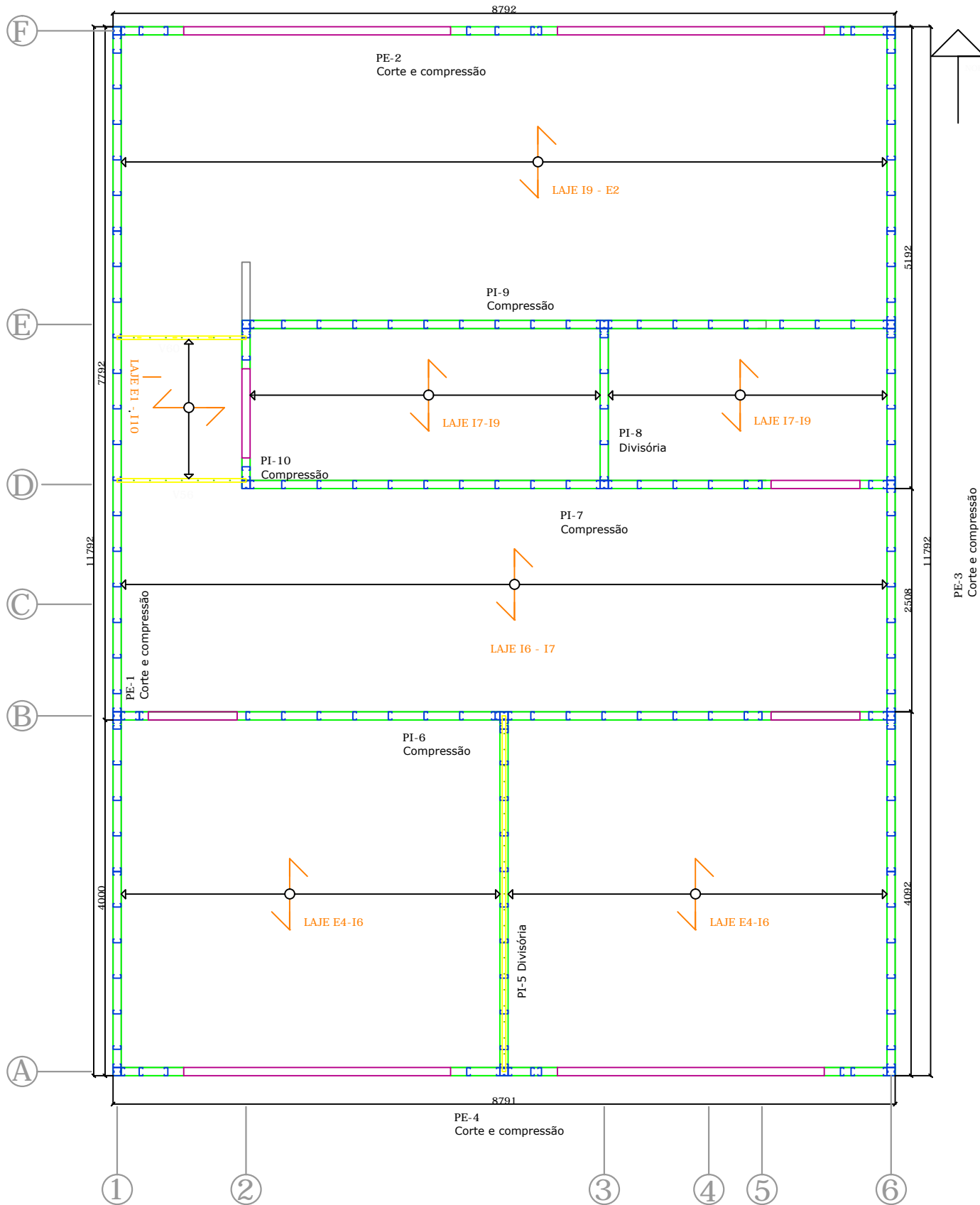


PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA 1/60



ANEXO 04: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL (2/2)

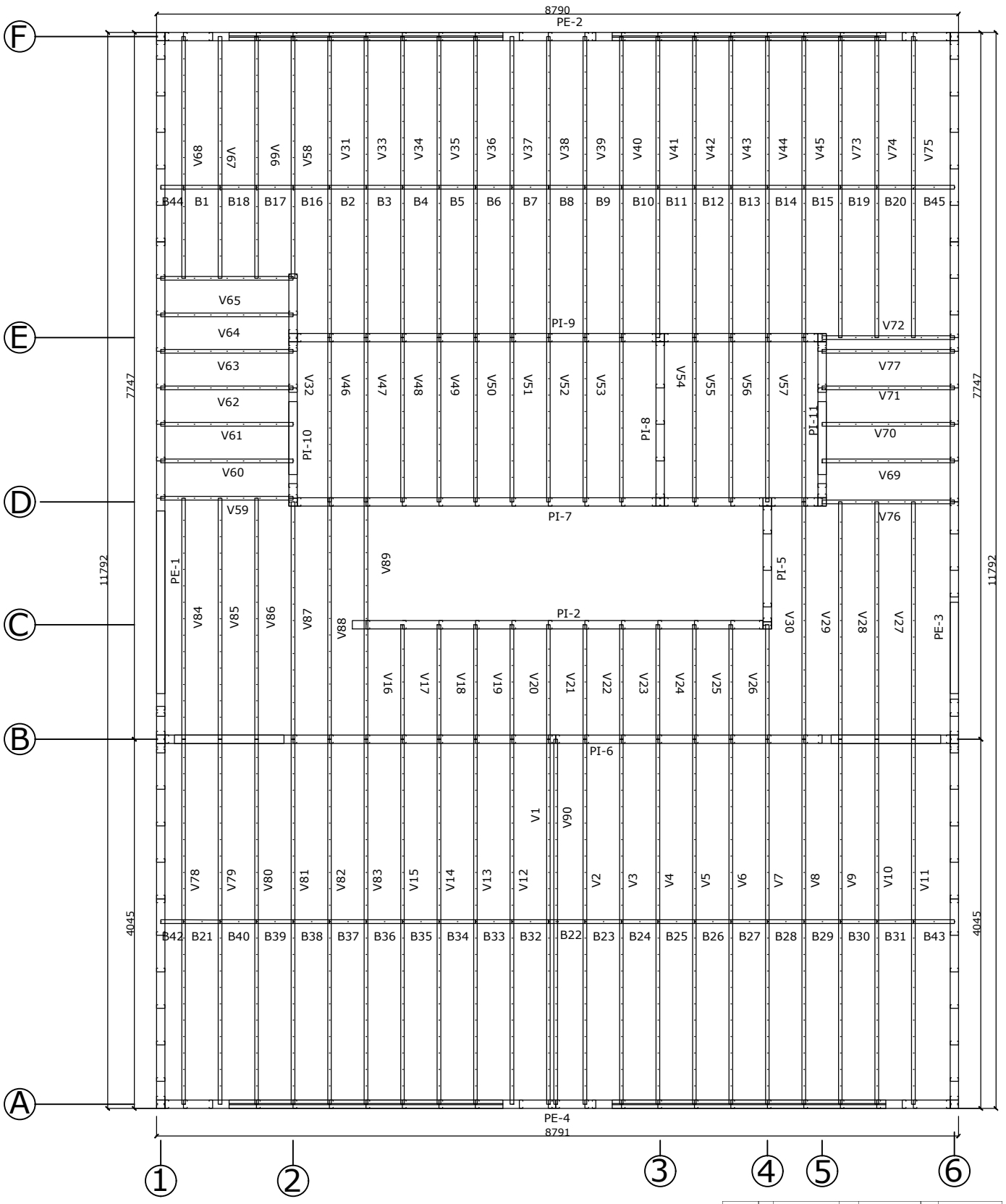


PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA 1/60



ANEXO 05: VIGAS DE PAVIMENTO (1/2)



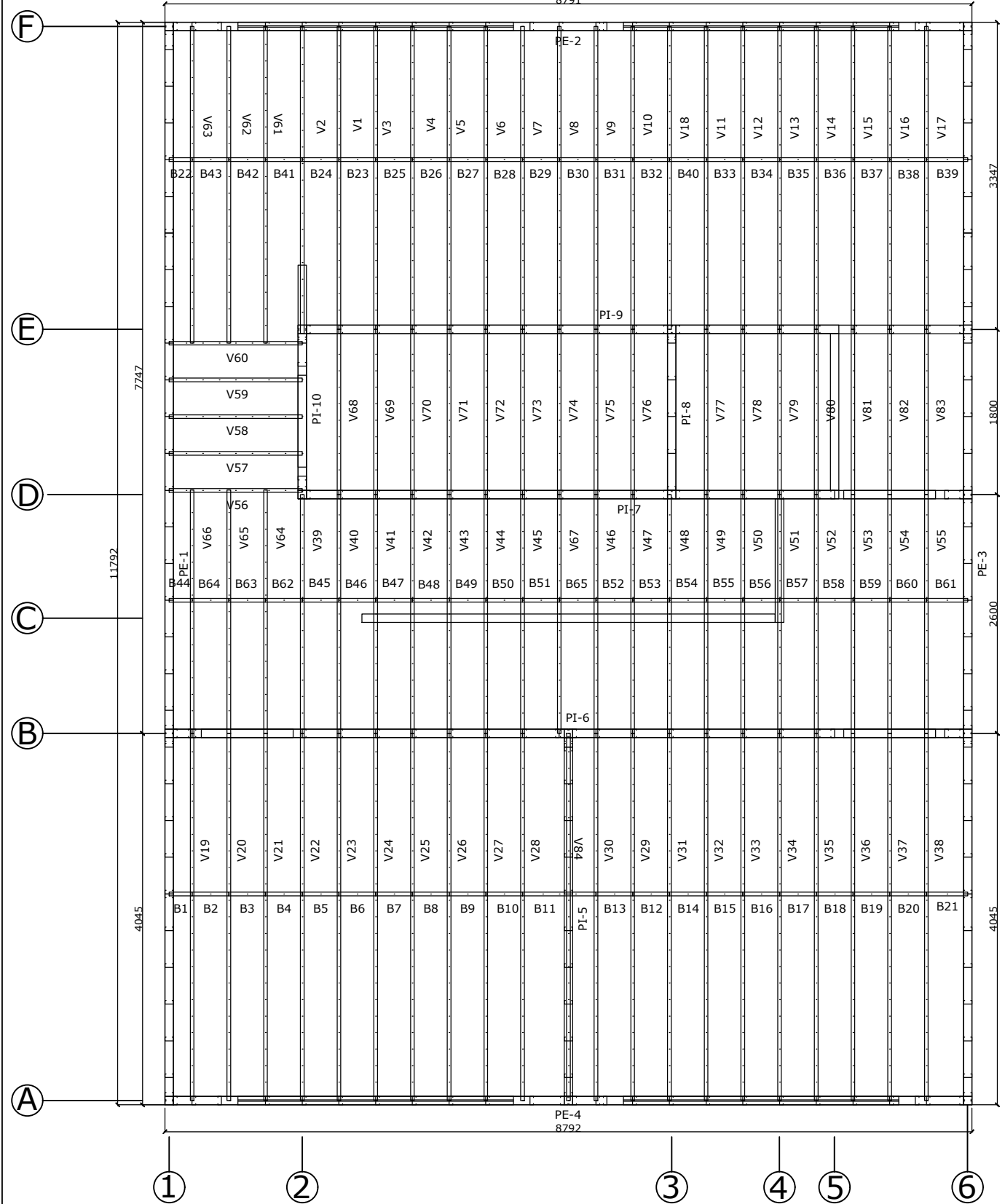
PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA 1/60



LAVE	QTD	TEO	L(mts)	VIGAS	L/500	Def. % Compensado
LAVE 01	21	UBR 140x40x12x2.46	4008	V78-V83, V1-V15	11.63	6.67
	1	UBR 140x40x3x3.66	4008	V96	11.63	6.52
	21	[140x40x2.25]	400	B1-B20, B45	-	-
LAVE 02	1	[140x40x2.25]	200	B4	-	-
	11	UBR 140x40x12x0.95	1224	V16-V26	3.28	6.23
LAVE 03	4	UBR 140x40x12x1.95	3608	V26-V36	7.43	2.31
	4	UBR 140x40x12x1.95	3608	V37-V38	7.43	2.09
LAVE 04	1	UBR 140x40x12x2.3	1408	V39	4.34	6.25
	4	UBR 140x40x12x0.95	1408	V40-V41, V77	4.34	6.23
LAVE 05	2	UBR 140x40x12x2.3	1408	V72, V76	4.34	6.23
	11	UBR 140x40x12x0.95	1108	V42-V45, V73	5.14	6.21
LAVE 06	5	UBR 140x40x12x0.95	1408	V46	4.34	6.21
	7	UBR 140x40x12x1.95	1408	V47-V48	4.34	6.21
LAVE 07	15	UBR 140x40x12x1.95	3008	V49-V51, V70-V75	5.63	4.52
	4	UBR 140x40x12x1.95	3608	V52-V56, V76	4.71	2.01
LAVE 08	21	[140x40x2.25]	400	B21-B43, V44	-	-
	1	[140x40x2.25]	200	B44	-	-

ANEXO 05: VIGAS DE PAVIMENTO (2/2)



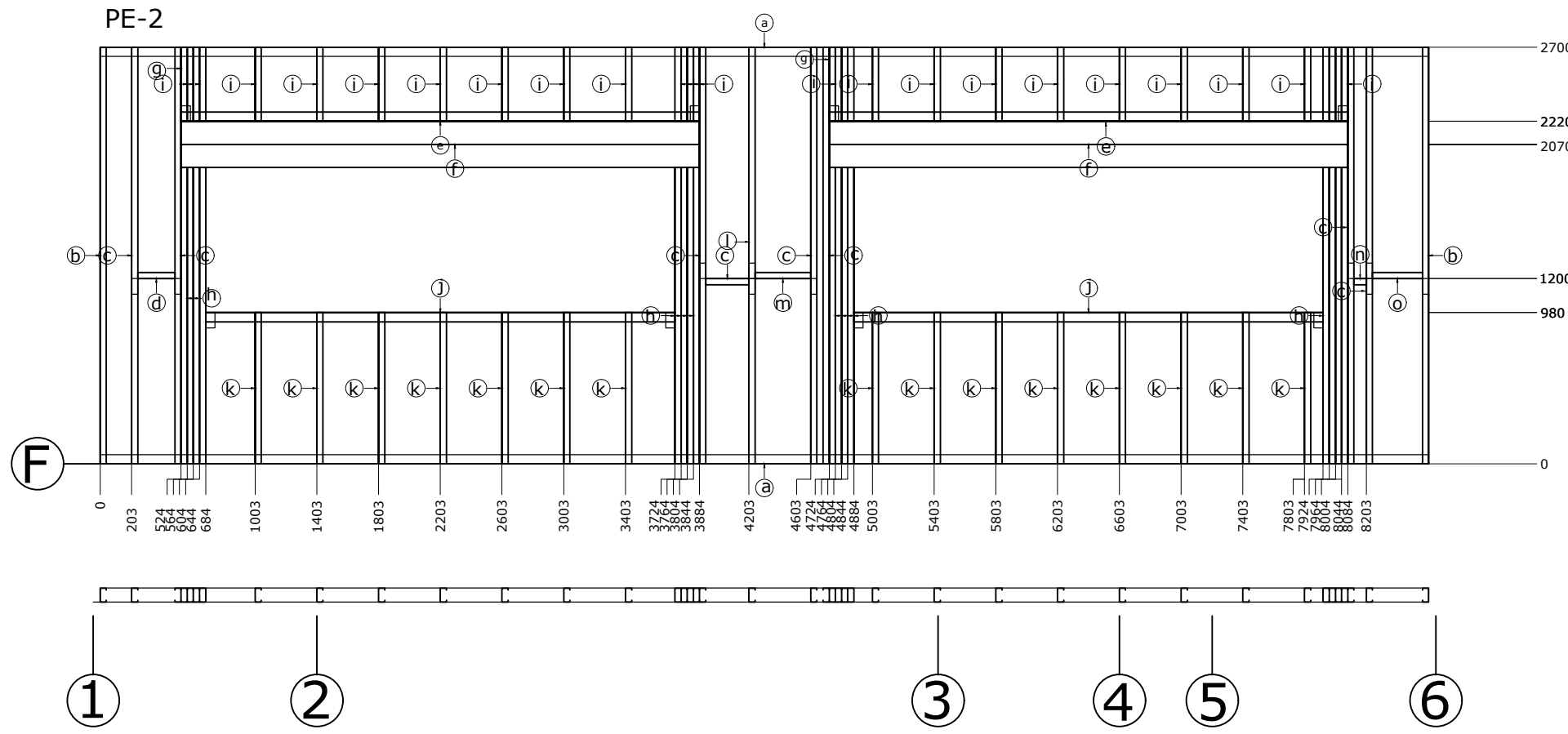
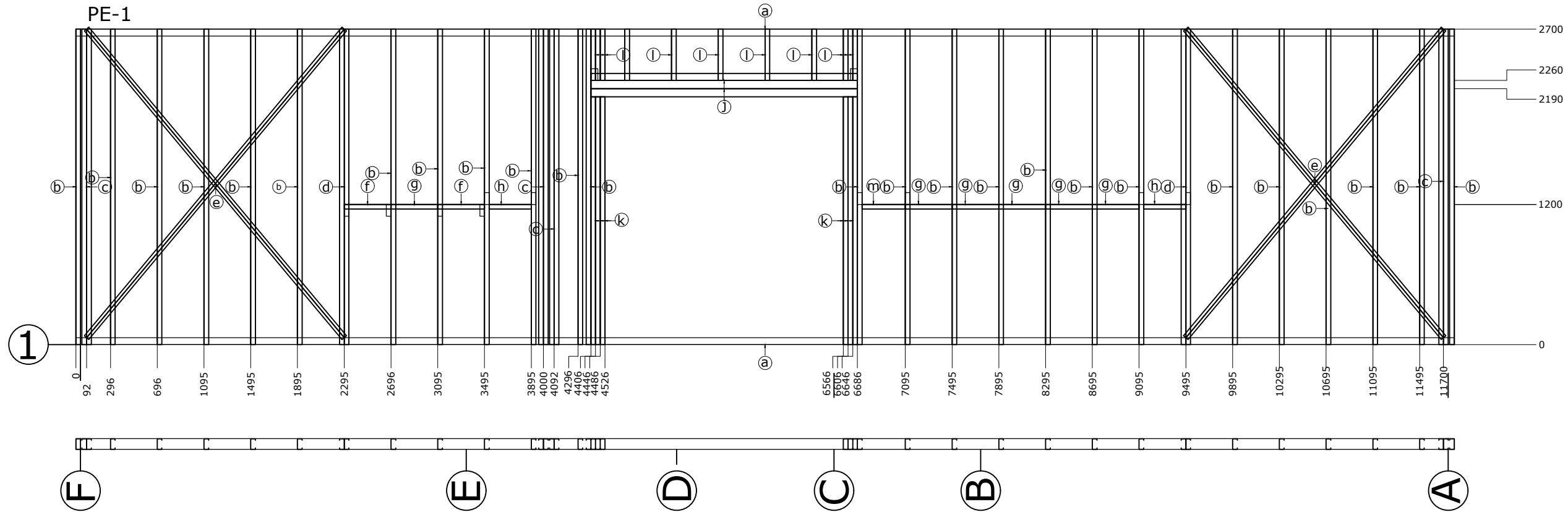
PAVIMENTO COBERTURA

ESCALA 1/60



LAJE	QTD	TIPO	L (mm)	VIGAS	L259 (mm)	Def Z (Rosa 1)	Def Z (Rosa 2)
19-E2	16	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	3300	V1, V5-V17	13.2	6.36	7.85
	3	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	3450	V0-V03	13.8	5.87	6.56
	1	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	2600	V2	10.4	2.95	3.3
16-17	21	[140 X 40 X 2 25	450	B33-B43	-	-	-
	1	[140 X 40 X 2 25	250	B2	-	-	-
	19	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	2600	V39-V55, V04-V05	10.4	2.94	3.16
17-19	20	[140 X 40 X 2 25	450	B45-B44	-	-	-
	1	[140 X 40 X 2 25	250	B44	-	-	-
	16	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	1800	V08-V13	7.2	1.05	1.39
B1-110	3	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	1450	V57-V59	5.8	0.3	0.33
	2	UBNR 140 x 40 x 12 x 3	1450	V08-V56	5.8	0.52	0.56
	21	UBNR 140 x 40 x 12 x 8.95	4000	V18-V28	16	0.61	0.59
E4-16	1	UBNR 140x40x12x8.95	4000	V84	16	0.34	0.42
	20	[140 X 40 X 2 25	450	B1-B21	-	-	-
	1	[140 X 40 X 2 25	250	B1	-	-	-

ANEXO 06: PAINÉIS TÉRREO (1/4)



PE-1					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	11792	55.54	111.08
b	25	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	121.24
c	4	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	47.56
d	2	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	23.78
e	4	RET 50 x 0.95	3439	1.27	5.08
f	2	[90 x 40 x 1.55	600	1.19	2.38
g	6	[90 x 40 x 1.55	400	0.79	4.74
h	2	[90 x 40 x 1.55	560	1.11	2.22
i	1	[92 x 60 x 3	2480	11.68	11.68
j	1	IENR 140 x 45 x 12 x 1.55 x 0	2280	13.38	13.38
k	6	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2120	3.81	22.86
l	11	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	440	0.79	8.69
m	1	[90 x 40 x 1.55	570	1.12	1.12
				Peso Total	376.86

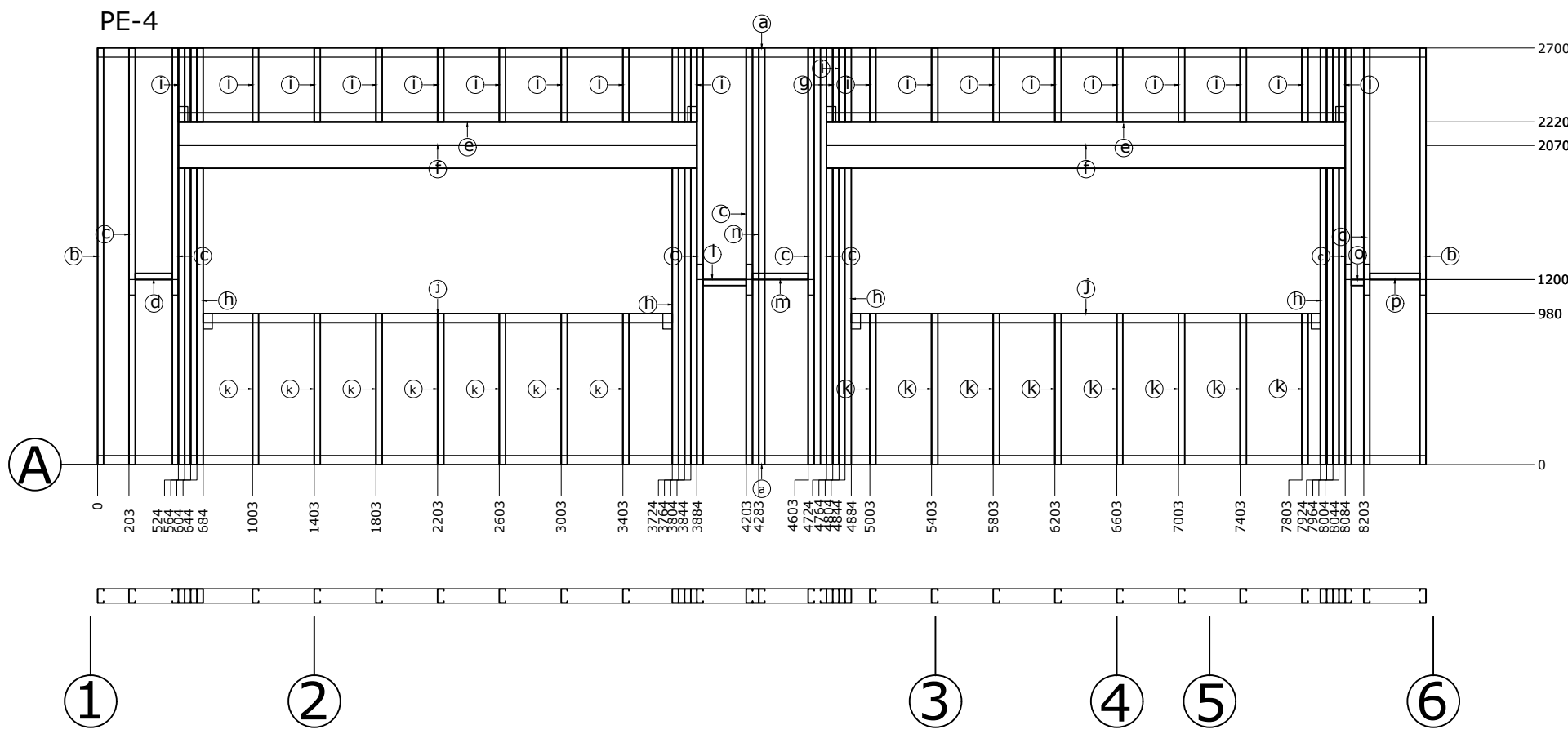
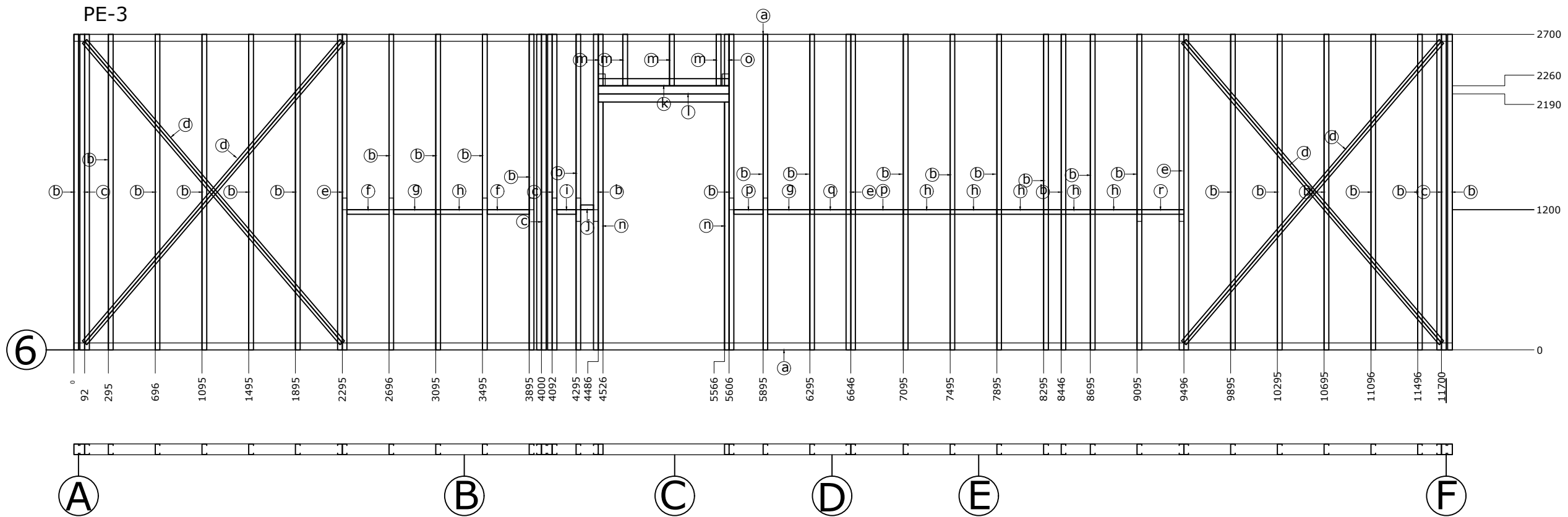
PE-2					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	8608	40.54	81.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	2698	8.36	16.72
c	8	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	38.79
d	1	[90 x 40 x 1.55	440	0.87	0.87
e	2	[92 x 60 x 3	3560	16.76	33.52
f	2	CA 300 x 40 x 12 x 2.25	3360	45.79	91.58
g	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	480	1.05	2.1
h	16	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	1920	3.45	55.2
i	29	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	480	0.86	24.94
j	2	[92 x 60 x 3	3240	15.26	30.52
k	15	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	980	1.76	26.4
l	1	[90 x 40 x 1.55	480	0.95	0.95
m	1	[90 x 40 x 1.55	560	1.11	1.11
n	1	[90 x 40 x 1.55	280	0.55	0.55
o	1	[90 x 40 x 1.55	524	1.04	1.04
				Peso Total	406.32

PAINÉIS TÉRREO

ESCALA 1/40



ANEXO 06: PAINÉIS TÉRREO (2/4)



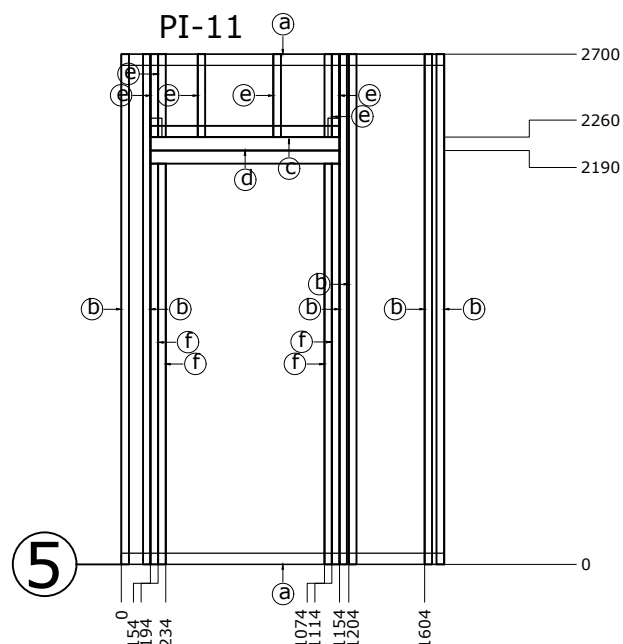
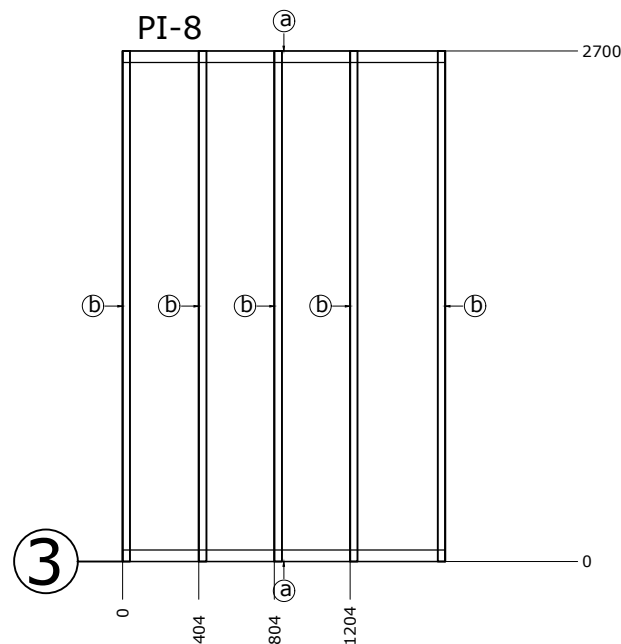
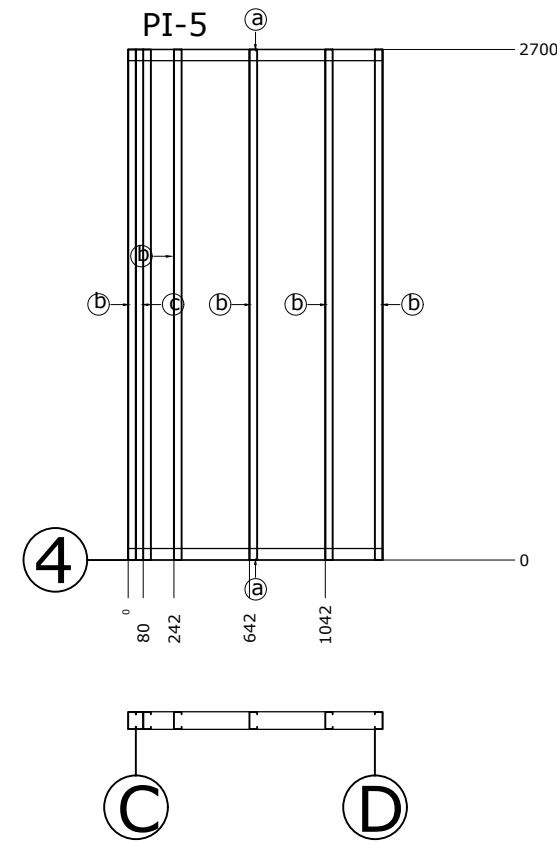
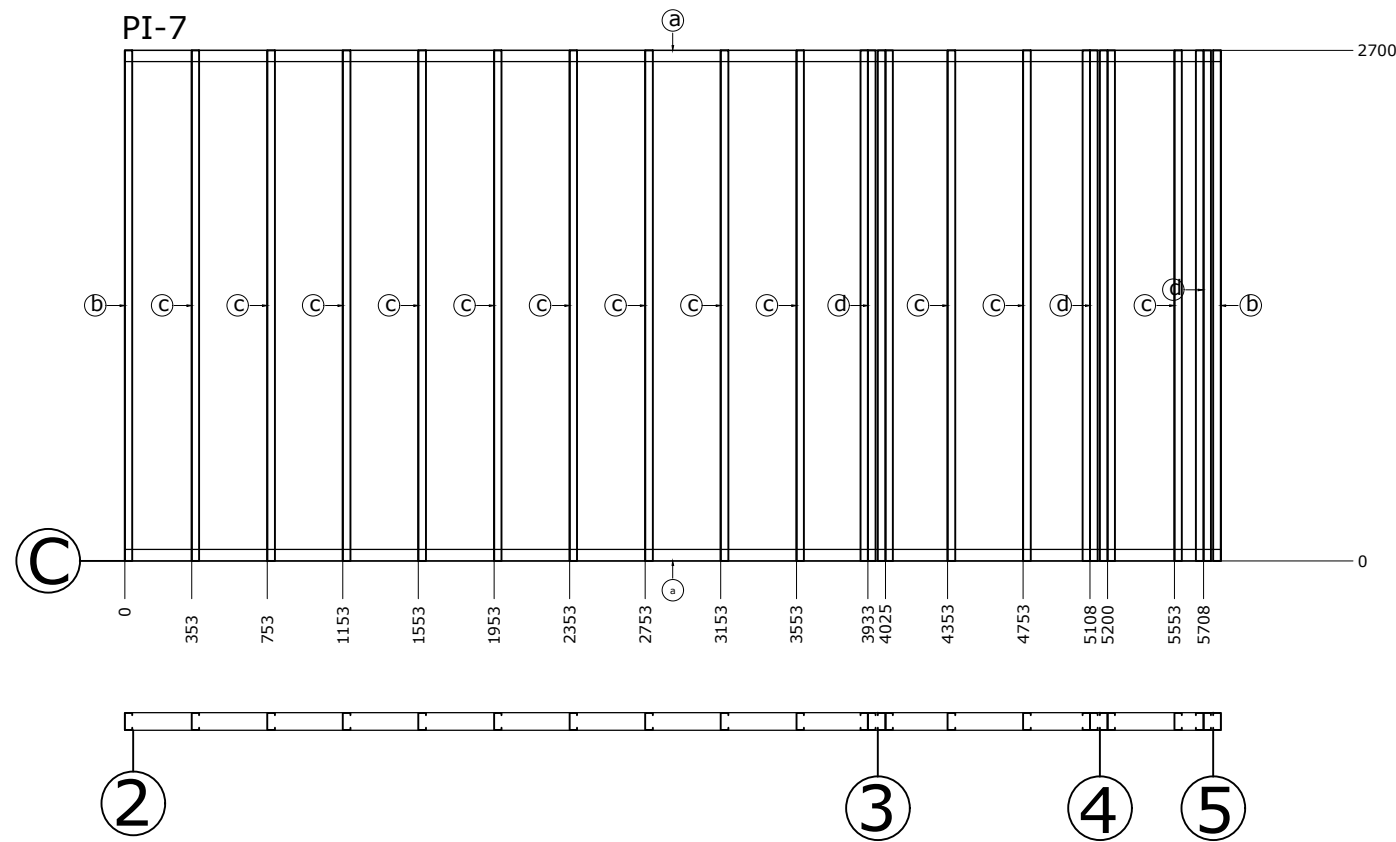
PE-3					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	11792	55.54	111.08
b	28	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	135.79
c	4	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	47.56
d	4	RET 50 x 0.95	3393	1.25	5
e	3	IENR 90x40x12x1.55x0 TR 20	2698	11.89	35.67
f	2	[90 x 40 x 1.55	560	1.11	2.22
g	2	[90 x 40 x 1.55	360	0.71	1.42
h	6	[90 x 40 x 1.55	400	0.79	4.74
i	1	[90 x 40 x 1.55	364	0.72	0.72
j	1	[90 x 40 x 1.55	310	0.61	0.61
k	1	[92 x 60 x 3	1320	6.21	6.21
l	1	IENR 140 x 40 x 12 x 1.55 x 0	1120	6.57	6.57
m	4	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	440	0.79	3.16
n	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2120	3.81	7.62
o	1	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	440	0.96	0.96
p	2	[90 x 40 x 1.55	450	0.89	1.78
q	1	[90 x 40 x 1.55	350	0.69	0.69
r	1	[90 x 40 x 1.55	600	1.19	1.19
				Peso Total	374.08

PE-4					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	8608	40.54	81.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	2698	8.36	16.72
c	8	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	38.79
d	1	[90 x 40 x 1.55	440	0.87	0.87
e	2	[92 x 60 x 3	3560	16.76	33.52
f	2	CA 300 x 40 x 12 x 2.25	3360	45.79	91.58
g	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	480	1.05	2.1
h	16	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	1920	3.45	55.2
i	29	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	480	0.86	24.94
j	2	[92 x 60 x 3	3240	15.26	30.52
k	15	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	980	1.76	26.4
l	1	[90 x 40 x 1.55	480	0.95	0.95
m	1	[90 x 40 x 1.55	560	1.11	1.11
n	1	IENR 90 x 40 x 12 x 1.55 x 0	2698	11.89	11.89
o	1	[90 x 40 x 1.55	280	0.55	0.55
p	1	[90 x 40 x 1.55	524	1.04	1.04
				Peso Total	418.25

PAINÉIS TÉRREO
ESCALA 1/40



ANEXO 06: PAINÉIS TÉRREEO (3/4)



PI-5					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	1346	6.33	12.66
b	5	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	24.25
c	1	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	11.89
				Peso Total	48.95

PI-7					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	5800	27.31	54.62
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	2698	8.36	16.72
c	12	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	58.2
d	5	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	59.45
				Peso Total	189.48

PI-11					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	1708	8.03	16.07
b	6	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	29.1
c	1	[92 x 60 x 3	1200	5.65	5.65
d	1	IENR 140 x 45 x 12 x 1.55 x 0	1000	5.87	5.87
e	6	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	440	0.79	4.74
f	4	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2120	3.81	15.24
				Peso Total	76.92

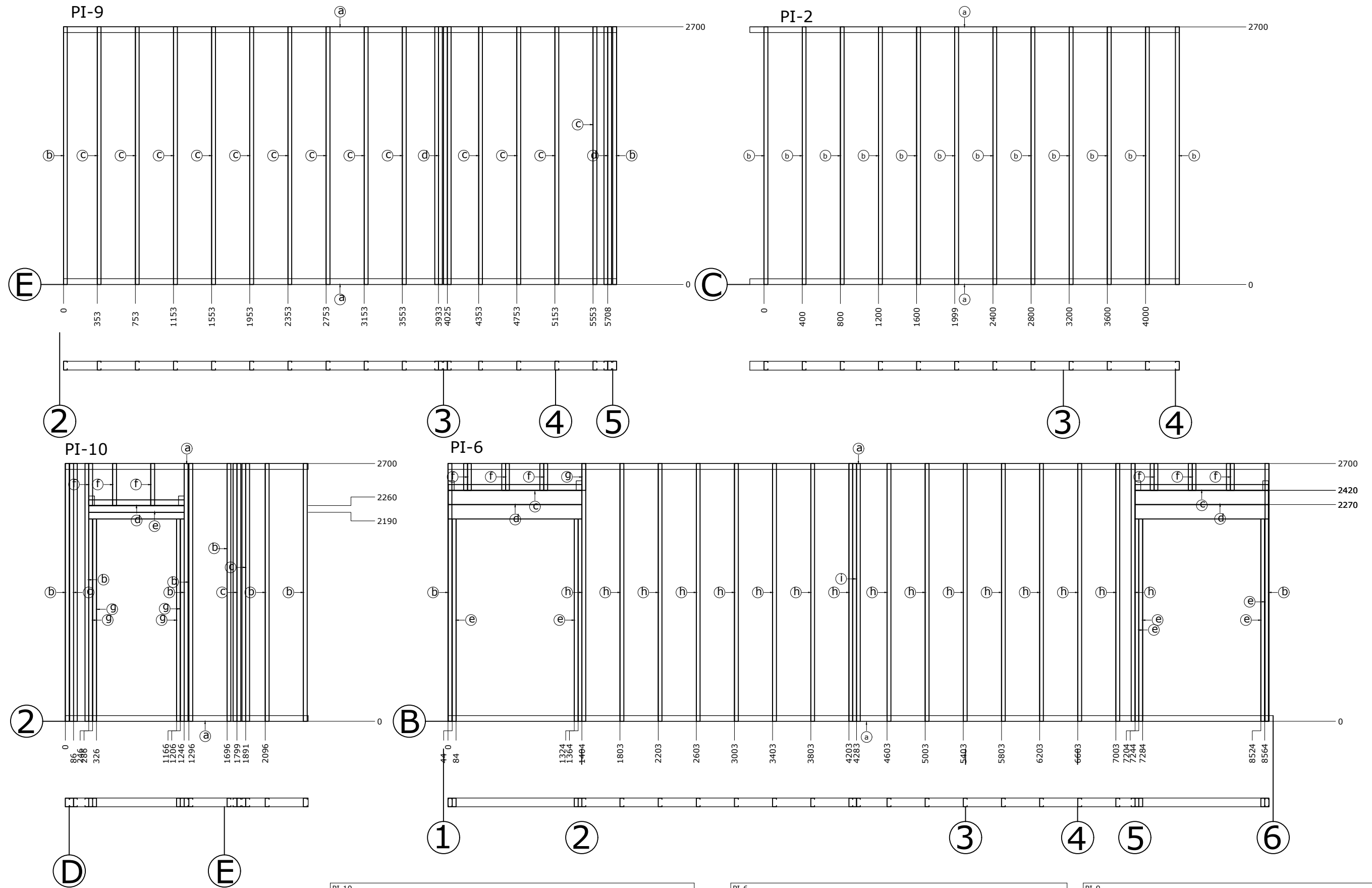
PI-8					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	1708	8.03	16.07
b	5	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	24.25
				Peso Total	40.44

PAINÉIS TÉRREO

ESCALA 1/40



ANEXO 06: PAINÉIS TÉRREO (4/4)



PAINÉIS TÉRREO
ESCALA 1/40



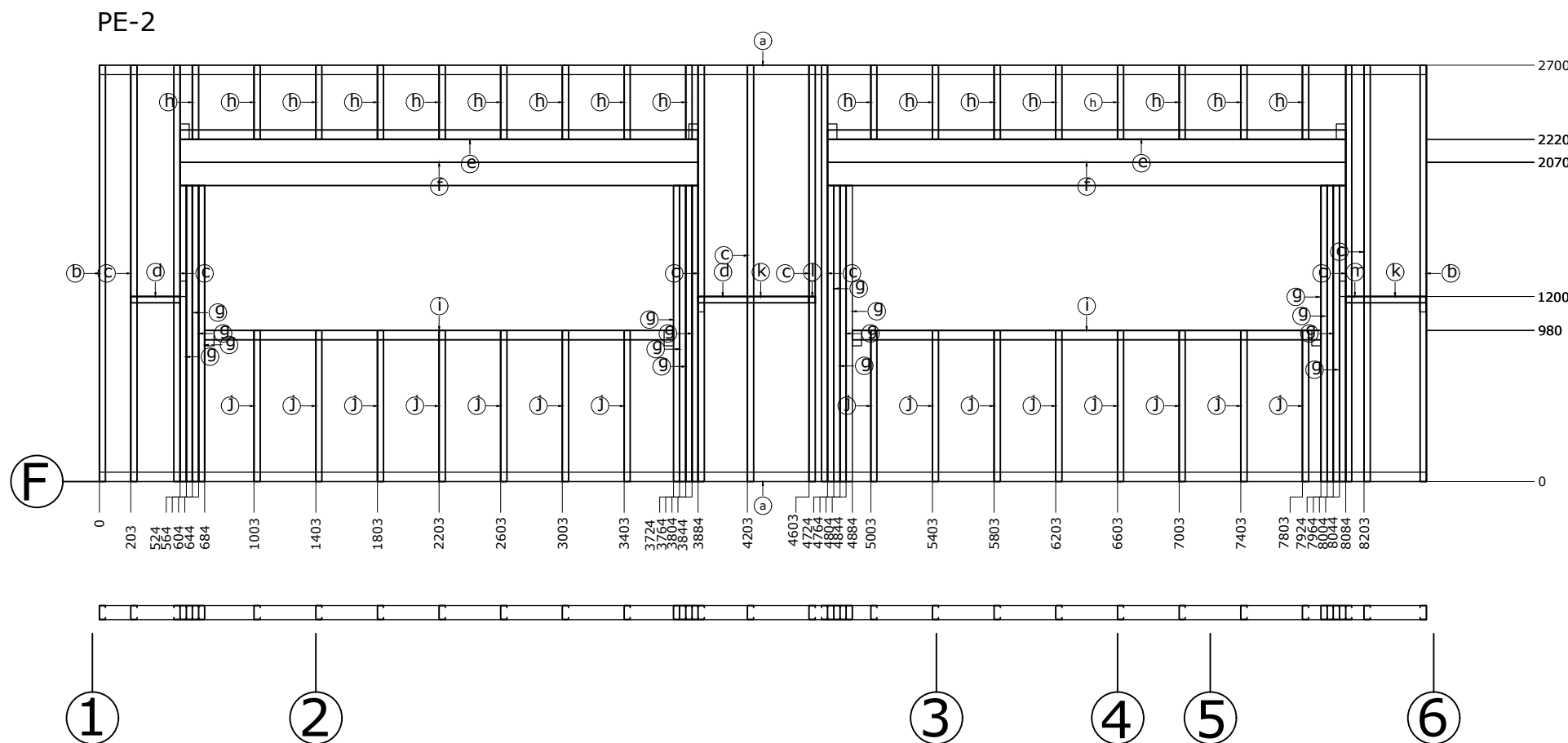
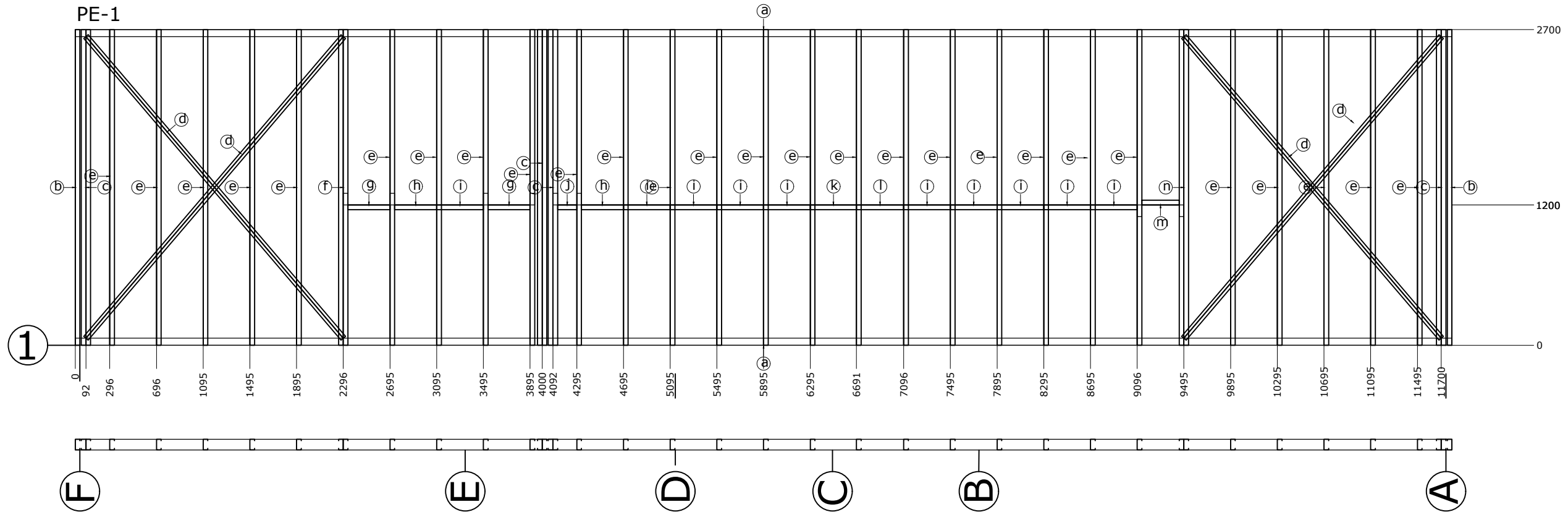
PI-10					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	2546	11.99	23.98
b	7	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	33.94
c	3	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	35.67
d	1	[92 x 60 x 3	1200	5.65	5.65
e	1	IENR 140 x 45 x 12 x 1.55 x 0	1000	5.87	5.87
f	3	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	440	0.79	2.37
g	4	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2120	3.81	15.24
				Peso Total	123.07

PI-6					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	8608	40.54	81.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	2698	8.36	16.72
c	2	[92 x 60 x 3	1600	7.53	15.06
d	2	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	1400	13.32	26.64
e	8	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2120	3.81	30.48
f	6	IENR 90x40x12x1.55x0	280	1.23	7.38
g	1	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	280	0.59	0.59
h	16	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	77.59
i	1	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	11.89
				Peso Total	268.12

PI-9					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	5800	27.31	54.62
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	2698	8.36	16.72
c	13	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	63.05
d	3	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	35.67
				Peso Total	170.5

PI-2					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	4504	21.21	42.42
b	12	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	58.2
				Peso Total	100.88

ANEXO 07: PAINÉIS ANDAR SUPERIOR (1/4)



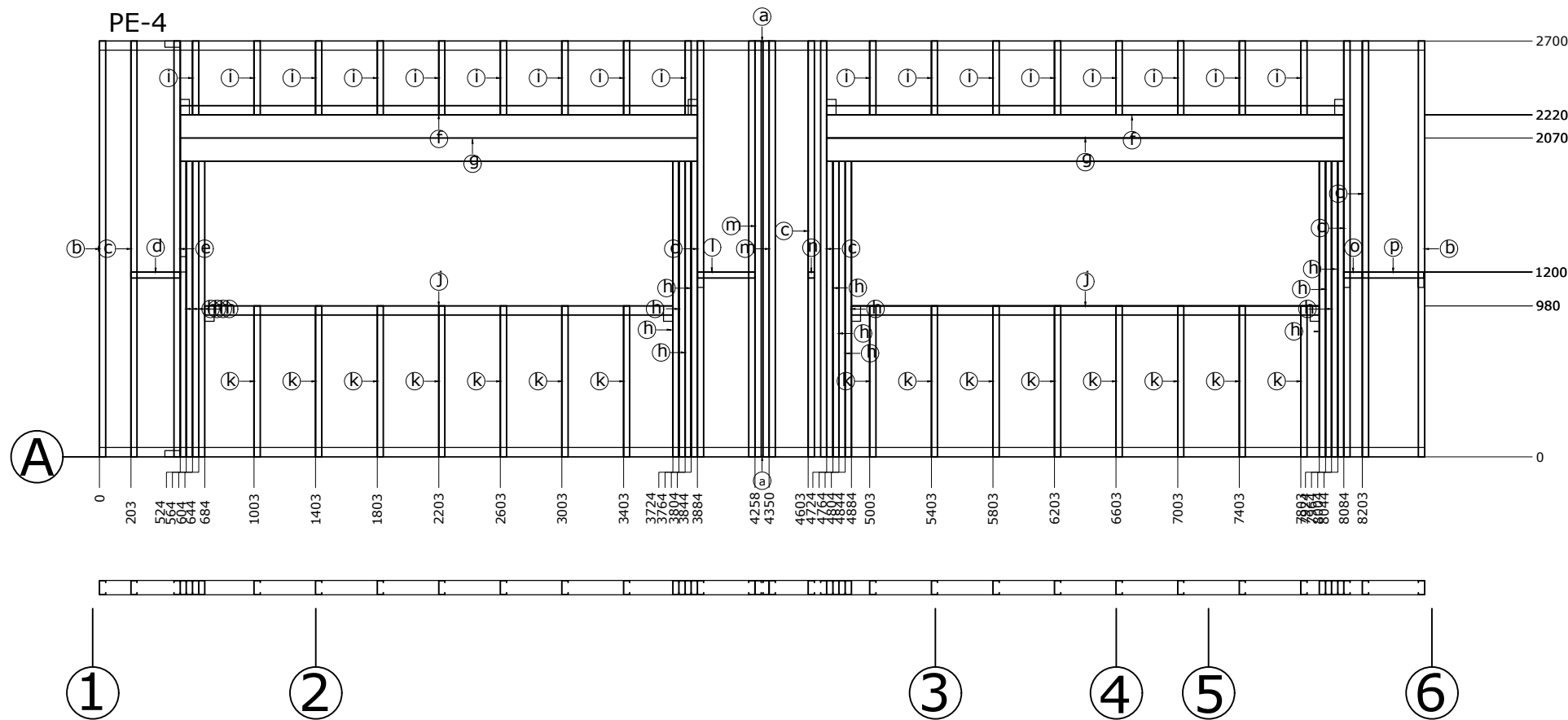
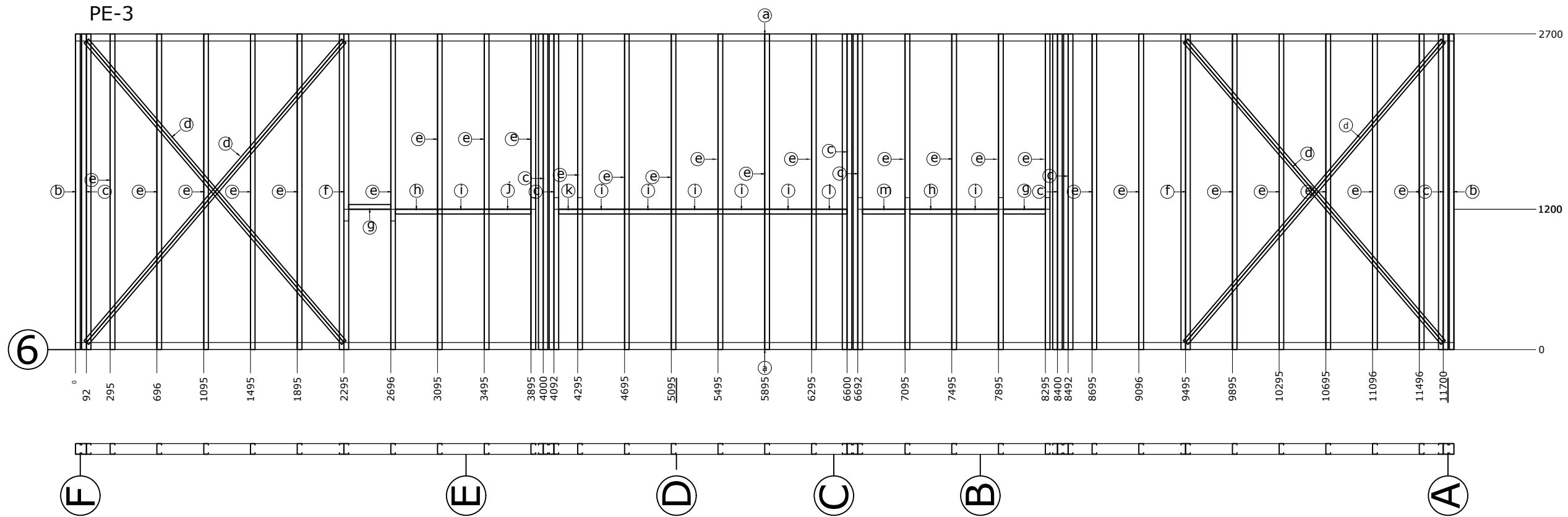
PE-1					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	11792	55.54	111.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	4	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	47.56
d	4	RET 50 x 0.95	3393	1.25	5
e	27	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	101.25
f	1	IENR 90x40x12x1.55x0 TR 100	2698	11.89	11.89
g	2	[90 x 40 x 1.55	560	1.11	2.22
h	2	[90 x 40 x 1.55	360	0.71	1.42
i	10	[90 x 40 x 1.55	400	0.79	7.9
j	1	[90 x 40 x 1.55	364	0.72	0.72
k	1	[90 x 40 x 1.55	396	0.78	0.78
l	1	[90 x 40 x 1.55	404	0.8	0.8
m	1	[90 x 40 x 1.55	520	1.03	1.03
n	1	IENR 90x40x12x1.55x0 TR 500	2698	11.89	11.89
				Peso Total	313.67

PE-2					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	8608	40.54	81.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	8	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	30
d	2	[90 x 40 x 1.25	420	0.67	1.34
e	2	[92 x 60 x 3	3560	16.76	33.52
f	2	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	3360	31.98	63.96
g	16	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	1920	2.66	42.56
h	17	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	480	0.66	11.22
i	2	[92 x 60 x 3	3240	15.26	30.52
j	15	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	980	1.36	20.4
k	2	[90 x 40 x 1.25	500	0.8	1.6
l	1	[90 x 40 x 1.25	40	0.06	0.06
m	1	[90 x 40 x 1.25	220	0.35	0.35
				Peso Total	326.8

PAINÉIS SUPERIOR
ESCALA 1/40



ANEXO 07: PAINÉIS ANDAR SUPERIOR (2/4)



PE-3					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unid. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	11792	55.54	111.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	8	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	95.12
d	4	RET 50 x 0.95	3393	1.25	5
e	26	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	97.5
f	2	IENR 90x40x12x1.55x0 TR 500	2698	11.89	23.78
g	2	[90 x 40 x 1.55	560	1.11	2.22
h	2	[90 x 40 x 1.55	360	0.71	1.42
i	7	[90 x 40 x 1.55	400	0.79	5.53
j	1	[90 x 40 x 1.55	500	0.99	0.99
k	1	[90 x 40 x 1.55	364	0.72	0.72
l	1	[90 x 40 x 1.55	304	0.6	0.6
m	1	[90 x 40 x 1.55	564	1.12	1.12
				Peso Total	355.32

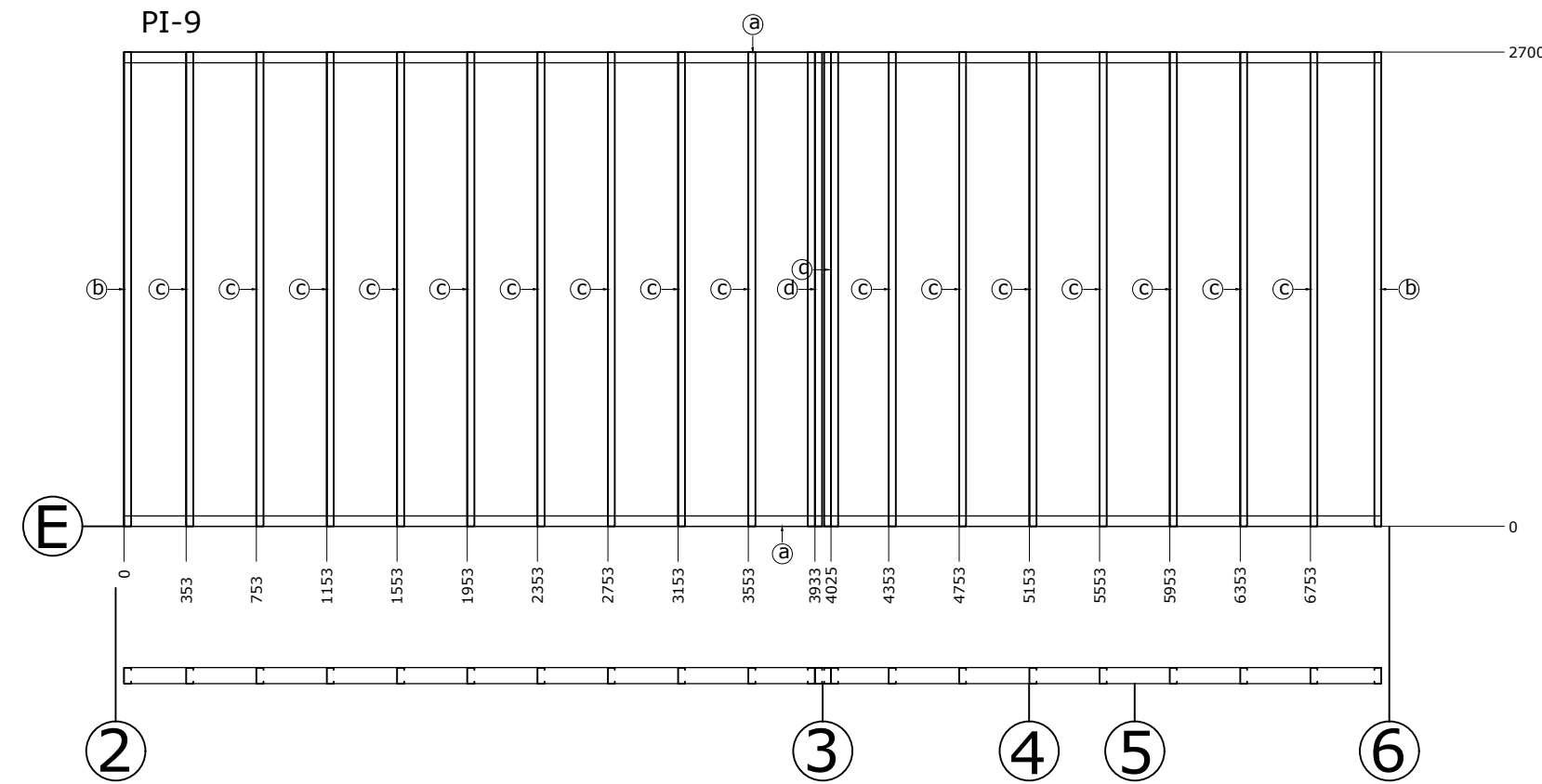
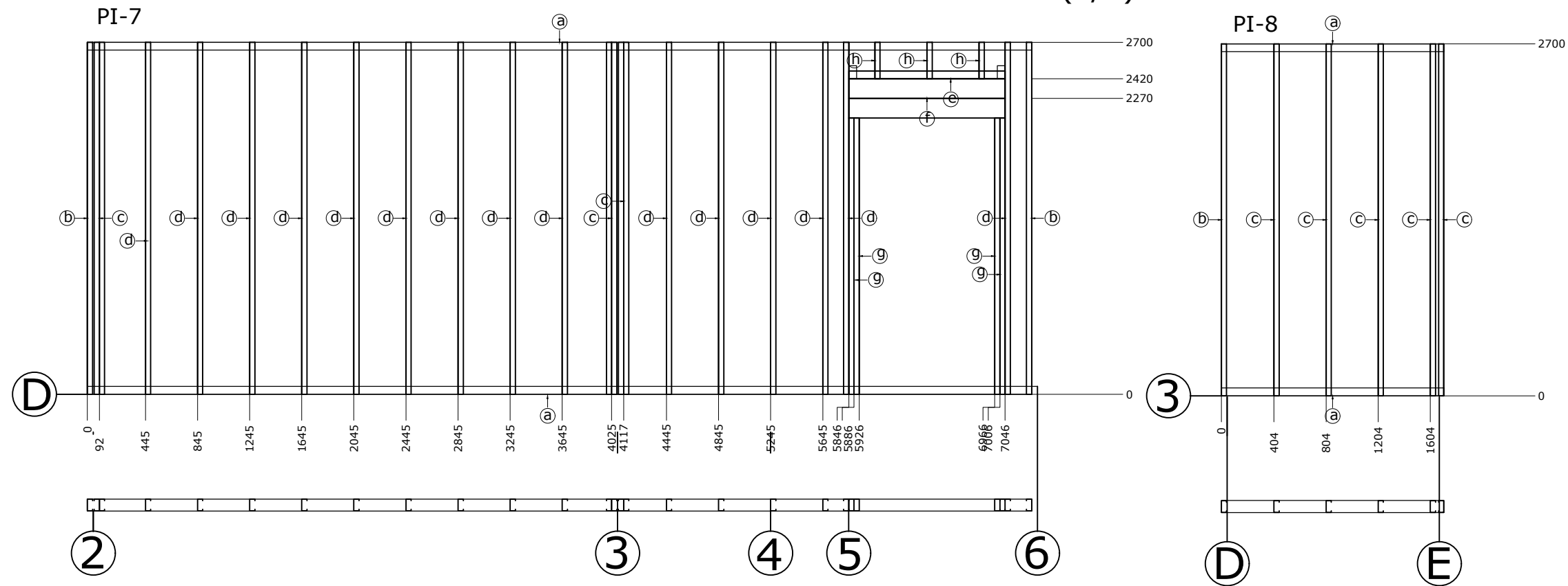
PE-4					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unid. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	8608	40.54	81.08
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	6	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	22.5
d	1	[90 x 40 x 1.25	420	0.67	0.67
e	1	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2898	4.01	4.01
f	2	[92 x 60 x 3	3560	16.76	33.52
g	2	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	3360	31.98	63.96
h	16	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	1920	2.66	42.56
i	17	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	480	0.66	11.22
j	2	[92 x 60 x 3	3240	15.26	30.52
k	15	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	980	1.36	20.4
l	1	[90 x 40 x 1.25	474	0.76	0.76
m	2	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	23.78
n	1	[90 x 40 x 1.25	40	0.06	0.06
o	1	[90 x 40 x 1.25	220	0.35	0.35
p	1	[90 x 40 x 1.25	500	0.8	0.8
				Peso Total	346.46

PAINÉIS SUPERIOR

ESCALA 1/40



ANEXO 07: PAINÉIS ANDAR SUPERIOR (3/4)



PI-8					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	1708	8.03	16.07
b	1	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	4.84
c	5	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	18.75
				Peso Total	39.71

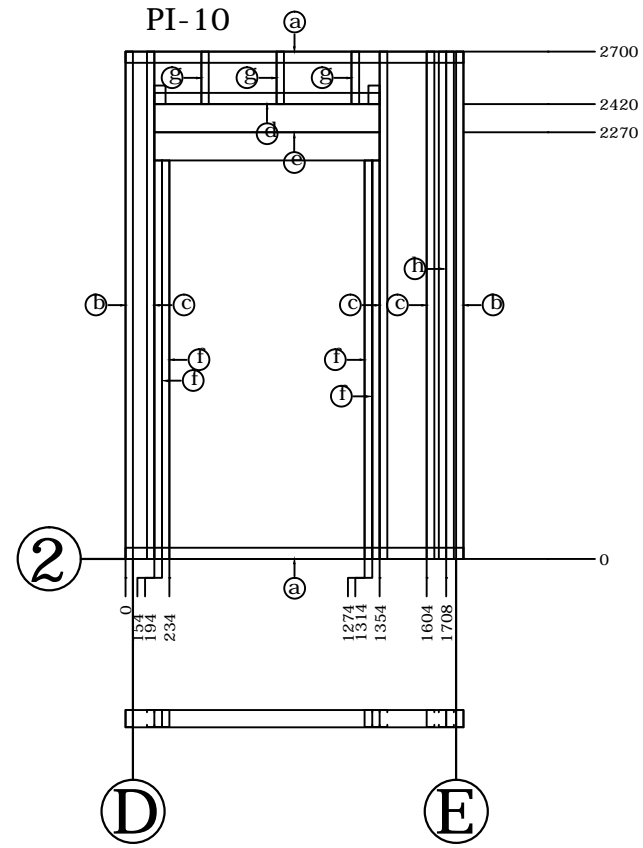
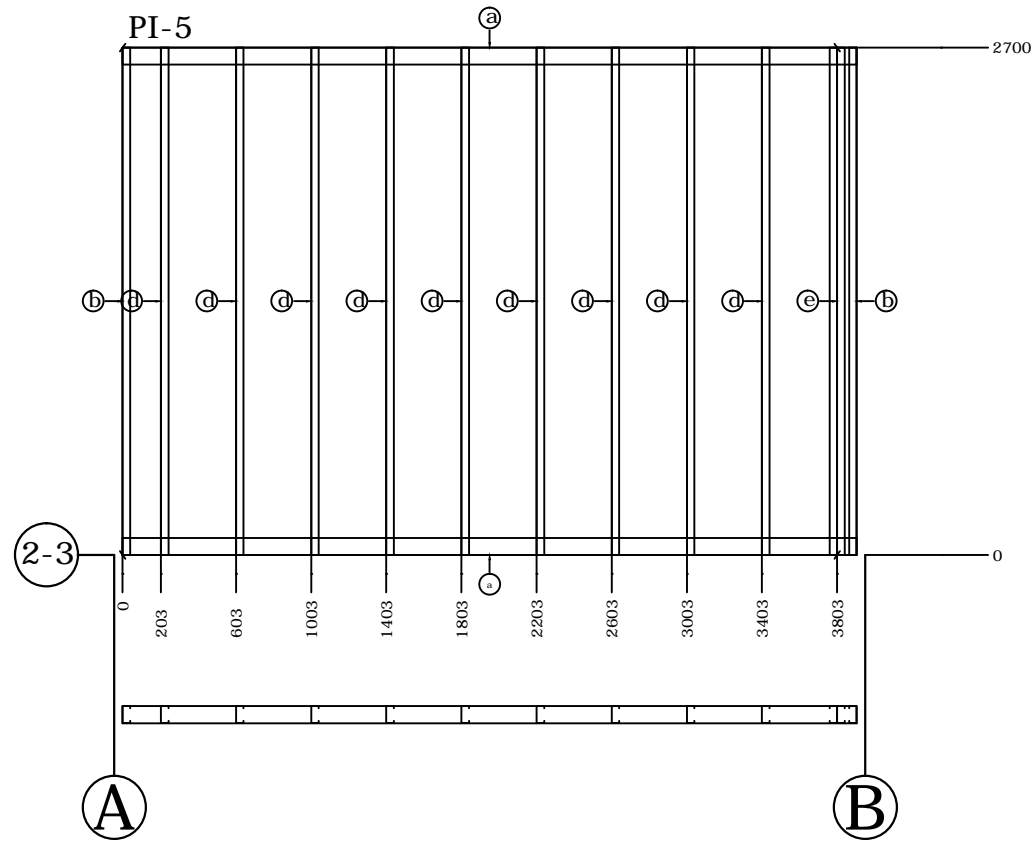
PI-9					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	7158	33.71	67.42
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	16	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	60
d	2	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	23.78
				Peso Total	161.02

PI-7					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	[92 x 60 x 3	7250	34.14	68.28
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	3	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	35.67
d	15	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	56.25
e	1	[92 x 60 x 3	1400	6.59	6.59
f	1	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	1200	11.42	11.42
g	4	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2120	2.94	11.76
h	3	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	280	0.38	1.14
				Peso Total	201.04

PAINÉIS SUPERIOR
ESCALA 1/40

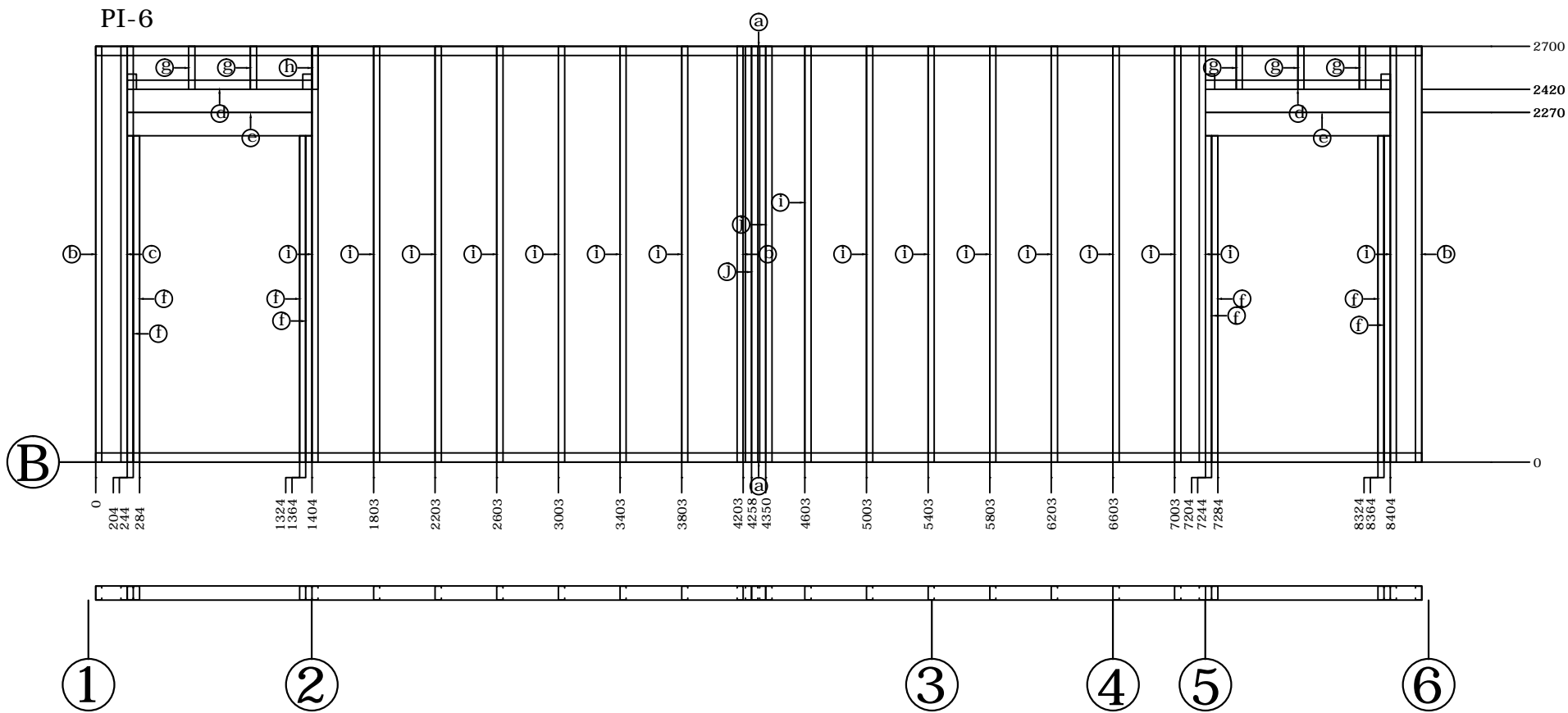


ANEXO 07: PAINÉIS ANDAR SUPERIOR (4/4)



PI-5					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	92 x 60 x 3	3908	23.91	47.82
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	8.36	16.72
c	2	RET 50 x 0.95	4665	1.72	3.44
d	9	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	33.75
e	1	IENR 90x40x12x1.25x0	2698	9.73	9.73
				Peso Total	111.6

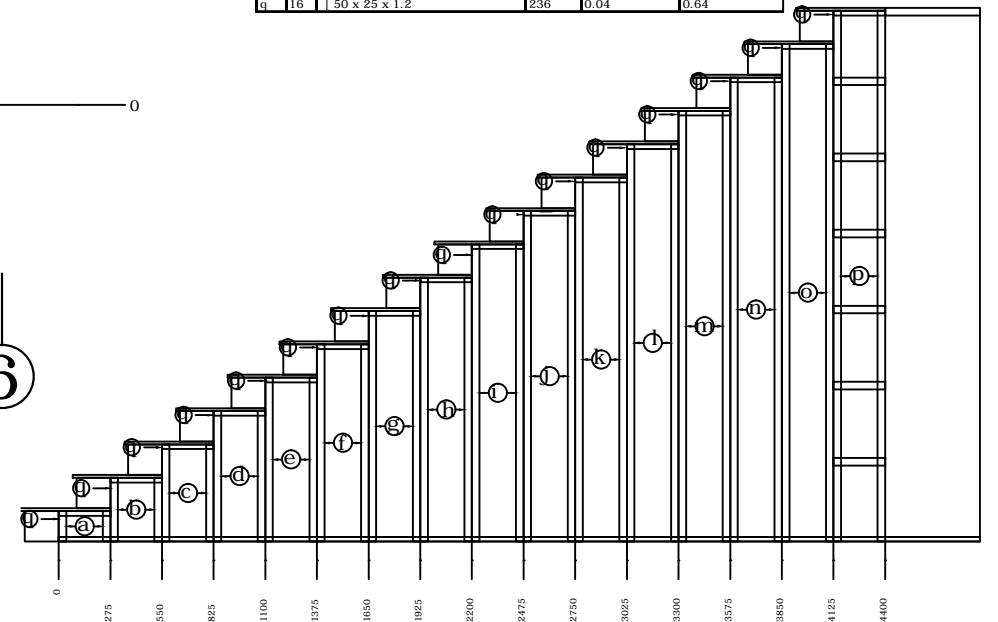
PI-10					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	92 x 60 x 3	1800	8.47	16.94
b	2	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	9.69
c	3	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	11.25
d	1	92 x 60 x 3	1400	6.59	6.59
e	1	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	1200	11.42	11.42
f	4	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2120	2.94	11.76
g	3	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	280	0.38	1.14
h	1	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	11.89
				Peso Total	80.85



PI-6					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	92 x 60 x 3	8608	40.54	81.08
b	3	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	2698	4.84	14.55
c	1	IENR 90x40x12x1.55x0 TR 100	2698	11.89	11.89
d	2	92 x 60 x 3	1400	6.59	13.18
e	2	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	1200	11.42	22.84
f	8	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2120	2.94	23.52
g	5	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	280	0.38	1.9
h	1	UENR 90 x 40 x 12 x 1.5	280	0.59	0.59
i	16	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	2698	3.75	60
j	2	IENR 90x40x12x1.55x0	2698	11.89	23.78
				Peso Total	253.65

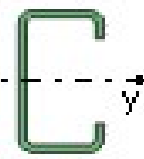
Escada					
Pos	QTD	Perfil	L (mm)	Unit. (kgf)	Total (kgf)
a	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	167	0.04	0.08
b	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	342	0.18	0.36
c	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	519	0.41	0.82
d	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	696	0.75	1.5
e	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	873	1.18	2.36
f	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	1051	1.71	3.42
g	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	1228	2.34	4.68
h	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	1406	3.07	6.14
i	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	1583	3.89	7.78
j	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	1760	4.82	9.64
k	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	1938	5.83	11.66
l	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	2115	6.95	13.9
m	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	2293	8.18	16.36
n	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	2470	9.48	18.96
o	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	2648	10.9	21.8
p	2	UENR 75 x 40 x 10 x 1.2	2825	12.43	24.86
q	16	50 x 25 x 1.2	236	0.04	0.64

PAINÉIS SUPERIOR



ANEXO 08: TABELA DE RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO - ELEMENTOS MAIS SOLICITADOS

Elemento estrutural	Macroelemento	Posição	Perfil (mm)	Aço		Normal (kN)	Cortante Y (kN)	Cortante Z (kN)	Momento Y (kN.cm)	Momento Z (kN.cm)	Eq. Int. Max. (N-M)	Desl.x (mm) Leste +	Desl.y (mm) Norte+	Desl.z (mm) Cima +
Bloqueador (Pavimento superior)	PE-2	m	[90 x 40 x 1.25	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.12 24.26 0.01	0 11.76 0	0 13.33 0	0 88.1 0	0 22.8 0	5.1E-3	4.019	-1.255	-0.148
Bloqueador de viga (Pavimento térreo)	LAJE E4-I6	B42	[140 x 40 x 2.25	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.93 72.15 0.01	1.12 20.04 0.06	-0.05 36.98 0.00	-0.31 356.47 0	18.78 42.15 0.45	0.46	4.347	-0.269	-10.838
Bloqueador viga (pavimento superior)	LAJE E4-I6	B21	[90 x 40 x 1.55	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	2.74 33.8 0.08	-0.28 14.35 -0.02	6.28E-3 16.3 0	0.07 117.24 0	8.35 28.04 0.3	0.38	4.900	0.371	-9.416
Contraventamento (Térreo)	PE-3	e	RET 50 x 0.95	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	-3.21 9.93 0.32	0 0 ---	0 0 ---	0 12.41 0	0 0.24 0	0.32	4.411	-0.241	-0.017
Guia (Térreo)	PI-10	a	[92 x 60 x 3	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.34 101.81 0.00	6.27 40.65 0.15	-1.23 30.11 -0.04	9.57 329 0.03	106.15 113.71 0.93	0.97	-4.479	0.552	-0.149
Guia entrepiso	PI-9	a][92 x 60 x 3 x 0	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	2.13 203.76 0.01	7.68 81.29 0.09	-0.63 60.22 -0.01	-25.42 658 -0.04	-218.89 301.59 -0.73	0.77	2.904	-0.613	-0.166
Montante (Térreo) / Montante De Ligação(Pav. Sup)	PE-2	h	UENR 90 x 40 x 12 x 1.25	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	2.24 14.24 0.16	0.05 10.98 0.00	-0.24 13.33 -0.02	-48.86 117.3 -0.42	-10.56 32.98 -0.32	0.89	-3.377	-1.391	-0.063
Montante (Pav. Sup)	PI-9	c	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	5.02 6.39 0.79	0 8.63 0	0 8.09 0	0 46.29 0	0 19.78 0	0.79	-4.494	-0.528	-0.667
Montante de ligação (Térreo)	PI-6	b	UENR 90 x 40 x 12 x 2.25	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	48.04 73.77 0.65	0.64 17.5 0.04	-0.02 22.86 0	-0.52 226.78 0.00	-19.13 62.7 -0.31	0.96	-2.782	-0.552	-0.333
Montante Duplo (Térreo)	PE-1	i	IENR 90 x 40 x 12 x 1.55	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	8.39 97.66 0.09	0.3 26.29 0.01	0.11 32.59 0.00	-6.9 330.96 -0.02	19.17 113.63 0.17	0.28	-4.500	-0.586	-0.096
Montante Duplo (Pav. Sup)	PE-4	n	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	1.89 51.83 0.04	-0.26 17.26 -0.02	0.09 16.18 0.01	9.28 203.08 0.05	-16.57 73.74 -0.22	0.31	5.115	1.072	-0.975
Verga de porta (Pav. Sup)	PI-6	e	CA 300 x 40 x 12 x 1.55	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.06 100.63 0	0.03 28.7 0.00	-12.69 20.86 -0.61	-170 1573.73 -0.11	-0.65 175.61 0.00	0.61	2.520	-0.498	-0.248
Verga Porta (Térreo)	PE-01	j	IENR 140 x 40x 12 x 1.55	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	-0.06 140.71 0	0 30.18 0	-8.2 43.06 -0.19	32.81 647.39 0.05	0 137.81 0	0.19	2.332	-0.331	-0.158
Verga Janela (Térreo)	PE-4	f	CA 300 x 40 x 12 x 2.25	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	-1 326.35 0.00	0.05 40.08 0.00	-2.11 64.41 -0.03	-986.85 2585.7 -0.38	8.27 432.77 0.02	0.4	-4.293	-0.282	-0.147
Viga (Cobertura)	LAJE E4-I6	V20	UENR 140 x 40 x 12 x 1.55	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.35 18.66 0.02	-5.18E-3 13.15 0	1.91 21.53 0.09	191.43 204.31 0.94	-0.59 45.2 -0.01	0.97	0.077	-0.054	-9.369
Viga (Cobertura)	LAJE I9-E2	V16	UENR 140 x 40 x 12 x 0.95	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.39 13.73 0.03	-5.54E-3 8.63 0	1.58 5.18 0.3	130.61 154.87 0.84	0.52 31.26 0.02	0.89	0.071	0.114	-6.659
Viga (Cobertura)	LAJE I9-E2	V61	UENR 140 x 40 x 12 x 1.25	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	0.12 17.34 0.01	-0.01 10.98 0	1.64 11.9 0.14	142.45 187 0.76	-1.05 38.95 -0.03	0.8	0.081	-0.010	-6.242
Viga (Pav.Sup.)	LAJE E4-I6	V79	UENR 140 x 40 x 12 x 2.46	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	-0.67 103.68 0.01	-0.02 18.62 0.00	3.15 40.17 0.08	316.04 359.86 0.88	-2.46 68.55 -0.04	0.92	-0.283	-0.015	-11.920
Viga (Pav.Sup.)	LAJE E1-PI10	V59	UENR 140 x 40 x 12 x 3	ZAR-230	Sol. Res. Sd/Rd	-2.67 117.1 0.02	-0.03 21.08 0.00	1.44 48.17 0.03	222.27 528.76 0.42	-1.19 79.59 -0.01	0.44	-0.020	-0.024	-1.029



Anexo 09: Exemplo de cálculo – Verificação das resistências mecânicas.

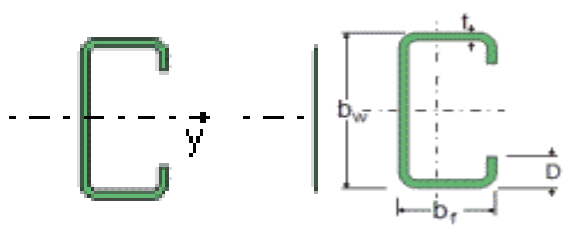
Exemplo de verificação de segurança de elementos metálicos:
Montante do térreo tipo ombreira, situado no PE-2 (Anexo 06) que resiste a corte e compressão, principais solicitações de momento em y (maior inercia provocada pelo vento a 0º) momento em z (menor inercia causadas por forças de vento a 90º transferidas por contato direto através dos bloqueadores), compressão causadas por cargas do pavimento superior.

Conforme NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010, relatório extraído do software mCalcLSF [31]:

Perfil U Enrijecido (Formado a frio)

Perfil: UENR 90 x 40 x 12 x 1.25

Aço: ZAR-230 $f_y = 230 \text{ MPa}$ $f_u = 310 \text{ MPa}$



COMPRIMENTOS DA BARRA

$$K_x L_x = 207 \text{ cm} \quad K_z L_z = 207 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = 207 \text{ cm} \quad L_b = 207 \text{ cm}$$

$K_x L_x$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo x;

$K_y L_y$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo y;

$K_z L_z$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo z;

L_b : comprimento total destravado.

1. Resistência à tração

Item 9.6.2. NBR14762:2010

$$C_t = 1.0000 \text{ (Coeficiente de redução da área líquida)}$$

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot F_y}{1.10} = 48.09091 \text{ kN (Resistência de escoamento da secção bruta)}$$

$$N_{tRd2} = \frac{C_t \cdot A \cdot F_y}{1.65} = 43.21212 \text{ kN (Resistência à ruptura da secção líquida)}$$

$$N_{Rd} = 43.21212 \text{ kN (Resistência à tração de cálculo)}$$

$$N_{Sd} = 0.0$$

$$\frac{\text{Solic.}}{\text{Resist.}} = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0.00000 < 1.00 \quad \text{OK!}$$

2. Resistência à compressão

Método 9.7.2. NBR14762:2010 [23], verificação de flambagem global por flexão, por torção ou por flexo-torção.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 135.54667 \text{ kN}$$

(forças axiais de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y)

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} = 23.51362 \text{ kN}$$

(forças axiais de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo z)

$$N_{et} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] = 20.93365 \text{ kN}$$

(força axial de flambagem global elástica por torção)

$$H = 1 - \frac{x_0^2}{r_0^2} = 0.60340$$

R_0 : é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção

X_0 : distâncias do centro de torção ao centroide.

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot H} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot H}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 19.61714 \text{ kN}$$

(força axial de tração resistente de cálculo)

$$N_e = 19.61714 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 1.64214 = \geq 1,5 \text{ então } \chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0,32522$$

λ_0 : é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global

χ : é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global

a) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem global

$$A_{ef}: 2.28466 \text{ cm}^2$$

(Área efetiva devido à flambagem global)

$$N_{CRD} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1.20} = 14.24122 \text{ kN}$$

(Resistência à compressão devido à flambagem global)

b) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem local

$$AFL_{ef} = 1.95425 \text{ cm}^2 \text{ (Área efetiva devido à flambagem local)}$$

$$N_{cRd} = \frac{AFL_{ef} \cdot f_y}{1.20} = 37.45644 \text{ kN}$$

(Resistência à compressão devido à flambagem local)

$$N_{cRd} = 14.24122 \text{ kN}$$

(Força normal resistente de cálculo à compressão)

$$N_{Sd} = 2.240 \text{ kN}$$

$$\frac{\text{Solic.}}{\text{Resist.}} = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0.15718 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

3.1. Cálculo do momento resistente ao início do escoamento efetivo

Item 9.8.2. da NBR14762:2010 [23]

$$A_{ef} = 2.300 \text{ cm}^2$$

(Área efetiva da seção)

$$I_{xef} = 29.42387 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y)

$$d = 0.00000 \text{ cm}$$

(Rebaixamento total do eixo baricêntrico)

$$Y_{G \text{ final}} = Y_g + d = 4.500 \text{ cm}$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{xef} - A_{ef} \cdot d^2 = 29.42387 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$W_{ef} = \frac{I_G}{Y_{G \text{ final}}} = 6.53864 \text{ cm}^3$$

(Módulo elástico efetivo)

$$M_{PL \text{ Rd}x} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1.10} = 136.71697 \text{ kN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão para o início do escoamento)

3.2. Cálculo do momento resistente devido ao estado limite Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2. da NBR14762:2010 [23]

$$M_e = C_b \cdot r_0 \sqrt{N_{ey} \cdot N_{et}} = 184,51987 \text{ kN.cm}$$

(Momento fletor de flambagem lateral com torção)

$$W_c = 6.53864 \text{ cm}^3$$

(Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 0,90279 \leq \lambda_0 \leq 1,336 \text{ então } \chi_{FLT} = 1,1 * (1 - 0,278 \cdot \lambda_0^2)$$

$$\chi_{FLT} = 0.8550$$

(Fator de redução associado à flambagem lateral com torção)

$$\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = 19.7458 \frac{kN}{cm^2}$$

$$A_{ef} = 2,300 \text{ cm}^2$$

(Área efetiva da seção)

$$I_{xef} = 29,42387 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y)

$$d = 0,000 \text{ cm}$$

(Rebaixamento total do eixo baricêntrico)

$$Y_{G \text{ final}} = Y_g + d = 4,500 \text{ cm}$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{xef} - A_{ef} \cdot d^2 = 29,42387 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$W_{ef} = \frac{I_G}{Y_{G \text{ final}}} = 6,53864 \text{ cm}^3$$

(Módulo elástico efetivo)

$$M_{FLT \text{ Rdx}} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1.10} = 117,37138 \text{ kN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT)

$$M_{Rdx} = 117,3713 \text{ kN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Y)

$$M_{ySd} = -48,86 \text{ kN.m}$$

$$\frac{\text{Solic.}}{\text{Resist.}} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0,41614 < 1,00 \quad Ok!$$

4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Z

4.1. Cálculo do momento resistente ao início do escoamento efetivo

Item 9.8.2. da NBR14762:2010 [23]

$$A_{ef} = 2,300 \text{ cm}^2$$

(Área efetiva da seção)

$$I_{yef} = 5,10423 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y)

$$d = 0.00000 \text{ cm}$$

(Rebaixamento total do eixo baricêntrico)

$$X_{G \text{ final}} = X_g + d = 2.69497 \text{ cm}$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{yef} - A_{ef} \cdot d^2 = 5,10423 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$W_{ef} = \frac{I_G}{Y_{G \text{ final}}} = 1,89398 \text{ cm}^3$$

(Módulo elástico efetivo)

$$M_{Rdy} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1.10} = 39,60147 \text{ kN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Z)

4.2. Cálculo do momento resistente ao estado limite Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2. da NBR14762:2010 [23]

$$C_s = -1,000$$

$$C_m = 1,000$$

$$j = 5,17190 \text{ cm}$$

(Parâmetro da seção transversal conforme Anexo E - NBR 14762:2010)

$$M_e = \frac{C_s \cdot N_{ey}}{C_m} \cdot \left[j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_o \cdot \left(\frac{N_{et}}{N_{ey}} \right)} \right] = 48,51114 \text{ kN.cm}$$

(Momento fletor de flambagem lateral com torção)

$$W_c = 1,89398 \text{ cm}^3$$

(Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 0,94761 \leq 0,9 \leq \text{então } \chi_{FLT} = 1,1 * (1 - 0,278 \cdot \lambda_0^2)$$

$$\chi_{FLT} = 0,83290$$

(Fator de redução associado à flambagem lateral com torção)

$$\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = 19,15679 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{ef} = 2,300 \text{ cm}$$

(Área efetiva da seção)

$$I_{yef} = 5,10423 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Z)

$$d = 0.00000 \text{ cm}$$

(Rebaixamento total do eixo baricêntrico)

$$X_{G \text{ final}} = X_g + d = 2,69497 \text{ cm}$$

(Posição final do eixo baricêntrico)

$$I_G = I_{yef} - A_{ef} \cdot d^2 = 5,10423 \text{ cm}^4$$

(Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico)

$$W_{ef} = \frac{I_G}{X_{G \text{ final}}} = 1,89398 \text{ cm}^3$$

(Módulo elástico efetivo)

$$M_{FLT \text{ Rdy}} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1,10} = 32,98422 \text{ kN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT)

$$M_{yRd} = 32,98422 \text{ kN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Y)

$$M_{zSd} = -10,56 \text{ kN.m}$$

$$\frac{\text{Solic.}}{\text{Resist.}} = \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 0,31766 < 1,00 \quad \text{Ok!}$$

5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

Item 9.8.3. da NBR14762:2010 [23]

$$\lambda = \frac{h}{t} = 28,00$$

(Parâmetro de esbeltez)

h: altura da parte plana da alma

t: espessura da alma

$$k_v = 5,00$$

(Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,08 \left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right) = 71,21309$$

(Parâmetro de esbeltez limite para plastificação)

$$\lambda_r = 1,40 \left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right) = 92,31327$$

Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento $\lambda \leq \lambda_p$, então

$$V_{Rd} = \left(\frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} \right)$$

$$V_{Rdy} = 10,977227 \text{ kN}$$

(Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y)

$$\frac{Solic.}{Resist.} = \frac{V_{ySd} = 0,05 \text{ kN}}{v_{yRd}} = 0,00461 < 1,00 \quad Ok!$$

6. Cálculo da Resistência ao cortante – eixo Z

Item 9.8.3. da NBR14762:2010 [23]

$$\lambda = \frac{h}{t} = 68,00$$

(Parâmetro de esbeltez)

h: altura da parte plana da alma

t: espessura da alma

$$k_v = 5,00$$

(Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,08 \left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right) = 71.21309$$

(Parâmetro de esbeltez limite para plastificação)

$$\lambda_r = 1,40 \left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right) = 92.31327$$

Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento $\lambda \leq \lambda_p$, então

$$V_{Rd} = \left(\frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1.10} \right)$$

$$V_{Rdy} = 16.29529 \text{ kN}$$

(Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Z)

$$\frac{Solic.}{Resist.} = \frac{V_{zSd} = -0.02 \text{ kN}}{v_{zRd}} = 0,01770 < 1,00 \quad Ok!$$

7. Equações de Interação – Esforços N-M

Item 9.9. da NBR14762:2010 [23]

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 0,89099 \leq 1,00$$

$$\frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} + \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,77380 \leq 1,00$$

$$\frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} - \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,77380 \leq 1,00$$

Ok!

ANEXO 10: Tabelas de pré-dimensionamento - Método prescritivo CBCA;

- 1) **Montantes de Pavimento Térreo:** Pé direito de até 2800 mm, suportando um pavimento, telhado e forro, (tabela 7.5, [21]).

Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)				
		Dimensões da edificação (m x m)				
		8 x 20	8 x 22	9 x 22	9 x 24	9 x 25
Ue 90 x 40 x 12 x t	400	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
	600	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	600	0,95	0,95	0,95	1,25	1,25

- 2) **Montantes Pavimento Superior:** Pé direito de até 2800 mm, suportando telhado e forro, (tabela 7.4 [21]);

Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)				
		Dimensões da edificação (m x m)				
		8 x 20	8 x 22	9 x 22	9 x 24	9 x 25
Ue 90 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95

- 3) **Vigas de Piso:** Vão simples, sem enrijecedor de alma nos apoios, peso próprio do piso de: 0,48 kN/m², (tabela 7.9 [21]).

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m ²				Sobrecarga de 2,0 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	300	400	500	600	300	400	500	600
Ue 140 x 40 x 0,95	2489	1879	1549	1244	1981	1498	1244	990
Ue 140 x 40 x 1,25	3860	3505	3302	2413	3505	2921	2413	1930
Ue 140 x 40 x 1,55	4140	3759	3276	3530	3759	3403	3200	2971
Ue 140 x 40 x 2,25	4445	4038	3784	3505	4038	3657	3454	3200
Ue 140 x 40 x 2,46	4927	4495	4216	3911	4495	4368	3835	3556
Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 200 x 40 x 1,25	4216	3175	2641	2108	3378	2540	2108	1676
Ue 200 x 40 x 1,55	5588	5080	4470	3556	5080	4470	3708	2971
Ue 200 x 40 x 2,25	5994	5461	5130	4749	5461	4953	4673	4318
Ue 200 x 40 x 2,46	6705	6096	5740	5308	6096	5537	5207	4826
Ue 250 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 250 x 40 x 1,55	6527	4902	4064	3251	5207	3911	3251	2590
Ue 250 x 40 x 2,25	7239	6553	6172	5588	6553	5969	5613	4470
Ue 250 x 40 x 2,46	8077	7340	6908	6400	7340	6654	6273	5816
Ue 300 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 1,55	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 2,25	8432	7645	6502	5207	7645	6248	5207	4165
Ue 300 x 40 x 2,46	9423	8559	8051	7467	8559	7772	7315	6781

4) Vergas de Janelas Pavimento Superior: Vãos máximos de vergas suportando telhado e forro, (tabela 7.23, [23]).

Designação	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x 0,95	1193	1117	1041	990
2 Ue 90 x 40 x 1,25	1447	1346	1270	1219
2 Ue 90 x 40 x 1,55	1625	1524	1447	1371
2 Ue 90 x 40 x 2,25	1828	1701	1600	1524
2 Ue 90 x 40 x 2,46	2159	2032	1905	1803
2 Ue 140 x 40 x 0,95	1193	1041	914	838
2 Ue 140 x 40 x 1,25	1955	1524	1727	1651
2 Ue 140 x 40 x 1,55	2209	1778	1955	1854
2 Ue 140 x 40 x 2,25	2489	2336	2184	2082
2 Ue 140 x 40 x 2,46	2971	2768	2616	2489
2 Ue 200 x 40 x 0,95	914	812	711	635
2 Ue 200 x 40 x 1,25	2032	1778	1574	1422
2 Ue 200 x 40 x 1,55	2895	2692	2540	2413
2 Ue 200 x 40 x 2,25	3251	3048	2870	2717
2 Ue 200 x 40 x 2,46	3911	3632	3429	3251
2 Ue 250 x 40 x 1,25	1701	1473	1320	1193
2 Ue 250 x 40 x 1,55	3200	2946	2616	2362
2 Ue 250 x 40 x 2,25	3835	3581	3378	3200
2 Ue 250 x 40 x 2,46	4622	4318	4064	3860
2 Ue 300 x 40 x 1,25	1447	1270	1117	990
2 Ue 300 x 40 x 1,55	2895	2514	2235	1981
2 Ue 300 x 40 x 2,25	4089	3835	3606	3429
2 Ue 300 x 40 x 2,46	5308	4953	4368	4445

5) **Vergas de Janelas Pavimento Térreo:** Suportando um pavimento, telhado e forro, (tabela 7.24, [21]).

Designa�o	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edifica�o (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x 0,95	685	-	-	-
2 Ue 90 x 40 x 1,25	1016	939	889	838
2 Ue 90 x 40 x 1,55	1143	1066	1016	965
2 Ue 90 x 40 x 2,25	1270	1193	1143	1066
2 Ue 90 x 40 x 2,46	1498	1422	1346	1270
2 Ue 140 x 40 x 0,95	-	-	-	-
2 Ue 140 x 40 x 1,25	1270	1143	1016	914
2 Ue 140 x 40 x 1,55	1549	1447	1371	1295
2 Ue 140 x 40 x 2,25	1727	1625	1549	1473
2 Ue 140 x 40 x 2,46	2057	1930	1828	1752
2 Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-
2 Ue 200 x 40 x 1,25	990	863	787	711
2 Ue 200 x 40 x 1,55	1955	1727	1244	1397
2 Ue 200 x 40 x 2,25	2260	2133	1701	1930
2 Ue 200 x 40 x 2,46	2717	2540	2108	2311
2 Ue 250 x 40 x 1,25	812	736	660	609
2 Ue 250 x 40 x 1,55	1625	1447	1295	1168
2 Ue 250 x 40 x 2,25	2667	2514	2387	2260
2 Ue 250 x 40 x 2,46	3200	3022	2844	2717
2 Ue 300 x 40 x 1,25	711	635	-	-
2 Ue 300 x 40 x 1,55	1397	1244	1117	1016
2 Ue 300 x 40 x 2,25	2819	2489	2235	2032
2 Ue 300 x 40 x 2,46	3683	3479	3276	3124

6) **Vigas de telhado:** Vãos máximos para vigas de telhado, (tabela 7.3, [23]).

Designação	Sobrecarga de 0,5 kN/m ²	
	Espaçamento entre vigas (mm)	
	400	600
Ue 90 x 40 x 0,95	3500	3000
Ue 90 x 40 x 1,25	4000	3500
Ue 90 x 40 x 1,55	4000	4000
Ue 140 x 40 x 0,95	4000	4000
Ue 140 x 40 x 1,25	4000	4000
Ue 140 x 40 x 1,55	4000	4000
Ue 140 x 40 x 2,25	4000	4000
Ue 140 x 40 x 2,46	4000	4000
Ue 200 x 40 x 1,25	4000	4000
Ue 200 x 40 x 1,55	4000	4000
Ue 200 x 40 x 2,25	4000	4000
Ue 200 x 40 x 2,46	4000	4000