

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS

ENGENHARIA CIVIL

SUELEN BÁRBARA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMAS CONSTRUTIVOS LIGHT
STEEL FRAME E CONCRETO ARMADO: ênfase na construção de lajes seca e
nervurada treliçada**

**Varginha
2019**

SUELEN BÁRBARA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMAS CONSTRUTIVOS LIGHT
STEEL FRAME E CONCRETO ARMADO: ênfase na construção de lajes seca e
nervurada treliçada**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS como pré-
requisito para obtenção do grau de bacharelado, sob
orientação do Prof. Esp. Max Filipe Ferreira Marques.

**Varginha
2019**

SUELEN BÁRBARA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMAS CONSTRUTIVOS LIGHT
STEEL FRAME E CONCRETO ARMADO: ênfase na construção de lajes seca e
nervurada treliçada**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS, como pré-
requisito para obtenção do grau de bacharelado pela
Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Esp. Max Filipe Ferreira Marques

Prof. Elker Lucas Garroni

Vanessa Domiciano Felício

OBS.:

Dedico este trabalho a minha família, namorado, amigos e professores que me incentivaram, apoiaram e me deram suporte sempre que necessário para eu conseguir avançar.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que sempre me abençoou, me dando saúde, sabedoria e colocando pessoas especiais na minha vida para me auxiliar durante todo meu percurso acadêmico. Agradeço aos meus pais, Pedro e Maria Aparecida, que sempre sonharam junto comigo e dedicaram suas vidas me amando da maneira mais pura que se possa imaginar. Agradeço ao meu noivo que com suas atitudes me encanta a cada dia, que desde o início tem sido um grande aliado no desenvolvimento deste trabalho. Agradeço à minha família, amigos e especialmente, aos membros do Laço que foram anjos em minha vida, me dando todo suporte necessário. Agradeço ao meu orientador Max Filipe, por toda sua dedicação, atenção e suporte para que se cumprisse o objetivo deste trabalho. Agradeço, também, aos outros docentes e apoiadores que me auxiliaram de alguma forma.

“Quando usamos as palavras para compreender as raízes do medo e enfrentar os seus tentáculos, o medo é reeditado, pois novas experiências são acrescentadas às janelas da memória onde eles se encontram. O medo torna-se nutriente da coragem”.

Augusto Cury

RESUMO

Este trabalho tem como tema central o método construtivo Light Steel Frame e o estudo de sua utilização na construção de uma laje frente à análise comparativa com o método Pré-fabricado nervurado treliçado de concreto armado. Assim, o objetivo central da pesquisa que norteia este trabalho é a análise do dimensionamento da construção de uma laje por meio dos métodos Light Steel Frame e Pré-fabricado nervurado treliçado de concreto armado e as reações de cada uma delas em relação às cargas que são depositadas na estrutura da laje. A pesquisa a que se propõe este trabalho reside no fato de que o método Light Steel Frame utiliza predominantemente aço leves em sua estrutura, resistindo a todos os esforços solicitantes desta. Assim, de maneira geral, o presente trabalho abordará os métodos acima citados, bem como o elemento estrutural denominado laje, conceituando-os e trazendo à tona seus elementos construtivos. De forma mais pormenorizada, será estudado o dimensionamento desses métodos aplicado ao projeto de lajes, onde foi elaborado considerando um pavimento tipo de uma edificação comercial utilizando-se os dois métodos construtivos estudados para fins de estruturação de sua laje. Por último, será realizada, para fins de se atingir o objetivo específico do presente trabalho, a análise comparativa dos resultados obtidos pelo dimensionamento estrutural da laje projetada pelos métodos Light Steel Frame e Pré-fabricado Nervurado Treliçado de Concreto Armado.

Palavras-chave: Light Steel Frame. Pré-fabricado Nervurado Treliçado de Concreto Armado. Laje. Dimensionamento.

ABSTRACT

This work has as its central theme the Light Steel Frame construction method and the study of its use in the construction of a slab against the comparative analysis with the reinforced concrete truss precast method. Thus, the main objective of the research that guides this work is the analysis of the dimensioning of the construction of a slab by the Light Steel Frame and Reinforced Reinforced Concrete Lattice methods and the reactions of each one in relation to the loads that are deposited on the slab structure. The research proposed by this work resides in the fact that the Light Steel Frame method uses predominantly light steel in its structure, resisting all its requesting efforts. Thus, in general, the present work will address the methods mentioned above, as well as the structural element called slab, conceptualizing them and bringing out their constructive elements. In more detail, the design of these methods applied to the slab design will be studied, where it was elaborated considering a type of commercial building floor using the two construction methods studied for the purpose of structuring its slab. Finally, in order to achieve the specific objective of this work, a comparative analysis of the results obtained by the structural sizing of the slab projected by the Light Steel Frame and Reinforced Reinforced Concrete Lattice Prefabricated methods will be performed.

Keywords: *Light Steel Frame. Precast Ribbed Reinforced Concrete Lattice. Slab. Sizing.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Diagrama Tensão-Deformação	24
Figura 2– Corte transversal de laje nervurada com vigotas treliçadas	36
Figura 3– Seção transversal de formas para fabricação das vigotas treliçadas.....	38
Figura 4– Exemplo de escoramento das vigotas com escoras de metal	38
Figura 5– Exemplo transporte das vigotas	39
Figura 6 – Representação dos elementos dos painéis da estrutura LSF	41
Figura 7 – Vigas piso	43
Figura 8– Tipos pontas parafusos	44
Figura 9 – Exemplo Esquema de vigas independentes	48
Figura 10-Vigota Treliçada (VT).....	50
Figura 11 – Material de enchimento EPS.....	50
Figura 12 – Seção transversal de uma laje treliçada	52
Figura 13 – Seção aproximada da laje treliçada	52
Figura 14 – Largura colaborante.....	53
Figura 15 – Forma geométrica de perfil Ue	71
Figura 16 – Seção transversal laje seca.	73
Figura 17 – Arrancamento do parafuso.....	84
Figura 18 – Características dos parafusos	85
Figura 19 – Representação das bordas da laje 03.	104
Figura 20 – Representação das bordas de continuidade da Laje 03	105
Figura 21 – Representação das barras de travamento entre os perfis.....	112
Figura 22 – Representação da colocação dos parafusos na ligação de extremidade.....	116
Figura 23 – Carregamento e diagrama de momento fletor laje 05.....	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores estimados para o módulo de elasticidade do concreto em função do f_{ck} .	25
Tabela 2- Limites para deslocamentos	30
Tabela 3- Chapas finas de aço especificadas por Normas Brasileiras para uso estrutural ^a	31
Tabela 4 – Coeficientes γ_c, γ_s .	49
Tabela 5 – Coeficientes de majoração das ações	56
Tabela 6 – Características das Treliças Belgo Padronizadas	60
Tabela 7– Tabela tipos e denominações de perfis comerciais	71
Tabela 8 – Coeficientes de majoração das ações de combinações no ELU	74
Tabela 9 – Coeficiente de ponderação das combinações	75
Tabela 10 – Valores do coeficiente de flambagem local K_ϕ da seção completa.	77
Tabela 11- Valores mínimos da relação D/bw de seções do tipo U enrijecido e Z enrijecido	80
Tabela 12 – Materiais para revestimento	88
Tabela 13 – Dimensões da vigota e material de enchimento.	91

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)	27
Quadro 2 - Cobrimento nominal relacionado à classe de agressividade ambiental	28
Quadro 3– Características das barras	59
Quadro 4– Especificações das placas OSB	72
Quadro 5– Dimensões dos parafusos	72
Quadro 6 – Diâmetro máximo dos furos (mm).....	84
Quadro 7 – Verificação da flecha	90
Quadro 8– Verificação da torção perfil Ue 140x40x12x1,25.....	107
Quadro 9 – Características geométricas do perfil Ue 200x40x12x1,25.....	108
Quadro 10 – Resumo de quantitativo de materiais – Laje Treliçada	118
Quadro 11 – Resumo quantitativo de materiais de laje LSF	119
Quadro 12 – Peso das Lajes.....	120
Quadro 13 – Tempo de Execução.....	120
Quadro 14 – Tempo de execução	121
Quadro 15 – Investimento nos materiais.....	121
Quadro 16 – Reações de apoio e dimensionamento.....	132
Quadro 17 – Escolha da Armadura Longitudinal	132
Quadro 18 – Dimensionamento das nervuras que recebem paredes	132
Quadro 19 -Escolha da Armadura para nervuras que recebem paredes	133
Quadro 20 – Verificação ao cisalhamento.....	133
Quadro 21 – Verificação a fissuração	133
Quadro 22 – Verificação da flecha e contraflecha	134
Quadro 23 – Verificação da contraflecha para peso próprio	134
Quadro 24 – Quantitativo de blocos EPS, concreto e longarinas	134
Quadro 25 – Quantitativo de treliça e armadura adicional.....	135
Quadro 26 – Quantitativo armadura de borda	135
Quadro 27 – Quantitativo armadura de continuidade	135
Quadro 28 – Quantitativo da armadura de continuidade	136
Quadro 29 – Reações de apoio	137
Quadro 30 – Verificação do início do escoamento na seção efetiva.....	137
Quadro 31 – Verificação flambagem lateral com torção.....	138
Quadro 32 – Verificação FLT considerando travamento nas vigas de piso	138
Quadro 33 – Verificação flambagem distorcional	139

Quadro 34 – Verificação da força cortante e da combinação força cortante + momento fletor	139
Quadro 35 – Verificação de deslocamento.....	140
Quadro 36 – Verificação dos parafusos	140
Quadro 37 – Quantitativo de materiais	141

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	17
1.1 Objetivos.....	18
1.1.1 Objetivo geral.....	18
1.1.2 Objetivos específicos.....	18
1.2 Justificativa	19
2 REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1 Concreto Armado.....	21
2.1.1 Características de resistências e módulo de elasticidade do concreto.....	22
2.1.2 Características de resistências e módulo de elasticidade do aço.....	25
2.1.3 Fluência do concreto	26
2.1.4 Cobrimento e classe de agressividade ambiental.....	27
2.1.5 Ações	28
2.1.6 Estados limites último (ELU) e de serviço (ELS).....	29
2.2 Estrutura de Aço	30
2.2.1 Características de resistência e módulo de elasticidade dos perfis de aço formados a frio	31
2.2.2 Ações	32
2.2.3 Estados limites último (ELU) e de serviço (ELS).....	32
2.3 Lajes.....	33
2.3.1 Conceito.....	33
2.3.2 Tipos de lajes	34
2.3.3 Lajes pré-fabricadas nervuradas treliçadas de concreto armado.....	35
2.3.3.1 Descrição	35
2.3.3.2 Método construtivo.....	37
2.3.4 Lajes light steel frame – seca	40
2.3.4.1 Descrição	40
2.3.4.2 Método construtivo.....	44
2.4 Dimensionamento de laje pré-fabricada nervurada treliçada de concreto armado	46
2.4.1 Métodos de dimensionamento	46
2.4.2 Modelos de cálculo.....	47
2.4.3 Características de resistência de cálculo para concreto e aço.....	48
2.4.4 Características geométricas	49
2.4.4.1 Dimensões da vigota treliçada	49
2.4.4.2 Dimensões materiais de enchimento	50
2.4.4.3 Vão efetivo.....	51
2.4.4.4 Largura colaborante.....	51
2.4.4.5 Altura da laje e altura útil	53
2.4.5 Carregamentos	54
2.4.6 Reações nas vigas.....	55
2.4.7 Estado limite último (ELU)	56
2.4.7.1 Combinação	56
2.4.7.2 Momento Fletor.....	57
2.4.7.3 Valores KMD, KX, KZ	57
2.4.7.4 Verificação da linha neutra	58
2.4.7.5 Armadura longitudinal.....	58

2.4.7.6 Verificação ao cisalhamento	60
2.4.8 Estado limite de serviço (ELS)	61
2.4.8.1 Combinação	61
2.4.8.2 Características geométricas no estádio I e II	62
2.4.8.3 Momento ativo e momento de fissuração	63
2.4.8.4 Verificação de abertura de fissura	64
2.4.8.5 Flecha imediata	65
2.4.8.6 Verificação flecha diferida no tempo	66
2.4.8.7 Verificação da flecha	67
2.4.9 Quantitativo de materiais	67
2.4.9.1 Quantitativo de material de enchimento, concreto e longarinas	67
2.4.9.2 Quantitativo de aços	68
2.5 Dimensionamento de laje light steel frame – seca	69
2.5.1 Métodos de cálculo.....	69
2.5.2 Características de resistência de cálculo do aço formado a frio	70
2.5.3 Características geométricas	70
2.5.3.1 Dimensões dos perfis.....	71
2.5.3.2 Dimensões das placas OSB.....	72
2.5.3.3 Dimensões dos parafusos.....	72
2.5.4 Carregamentos	72
2.5.5 Estado limite último (ELU)	73
2.5.5.1 Combinações.....	74
2.5.5.2 Momento fletor.....	76
2.5.5.3 Início de escoamento da seção efetiva.....	76
2.5.5.4 Verificação flambagem lateral com torção	78
2.5.5.5 Verificação flambagem distorcional	80
2.5.5.6 Verificação da força cortante	81
2.5.5.7 Momento fletor e força cortante combinados	82
2.5.6 Estado limite de serviço (ELS)	82
2.5.6.1 Combinações.....	82
2.5.6.2 Momento fletor.....	83
2.5.6.3 Verificação ao deslocamento	83
2.5.7 Parafusos.....	84
2.5.7.1 Verificação à tração.....	84
2.5.8 Quantitativo de materiais	85
2.5.8.1 Quantitativo de perfil.....	86
2.5.8.2 Quantitativo de placa OSB	86
2.5.8.3 Quantitativo de parafusos	86
3 MATERIAIS E MÉTODOS	87
3.1 Características do projeto.....	87
3.2 Parâmetros de desenvolvimento	87
3.2.1 Ações	87
3.2.2 Características e dimensionamento da laje de concreto armado	88
3.2.3 Características e dimensionamento da laje light steel frame	88
3.2.4 Considerações para resultados e discussões	89
4 ESTUDO DE CASO.....	90
4.1 Dimensionamento de laje pré-fabricada nervurada treliçada de concreto armado	90

4.1.1 Características geométricas	90
4.1.1.1 Dimensões da vigota treliçada e material de enchimento.....	91
4.1.1.2 Vão efetivo	91
4.1.1.3 Largura colaborante.....	92
4.1.1.4 Altura da laje e altura útil	92
4.1.2 Carregamentos	92
4.1.3 Reações nas vigas.....	94
4.1.4 Estado limite último (ELU)	94
4.1.4.1 Combinação	94
4.1.4.2 Momento fletor.....	95
4.1.4.3 Valores KMD, KX, KZ	95
4.1.4.4 Verificação da linha neutra	96
4.1.4.5 Armadura longitudinal.....	96
4.1.4.6 Verificação ao cisalhamento	97
4.1.5 Estado limite de serviço (ELS)	97
4.1.5.1 Combinação	97
4.1.5.2 Características geométricas no estádio I e II	98
4.1.5.3 Momento ativo e momento de fissuração	99
4.1.5.4 Verificação da abertura de fissura	100
4.1.5.5 Flecha imediata	101
4.1.5.6 Flecha diferida no tempo	101
4.1.5.7 Verificação da flecha	102
4.1.6 Quantitativo de materiais	103
4.1.6.1 Quantitativo de material de enchimento, concreto e longarinas	103
4.1.6.2 Quantitativo de aços	103
4.2 Dimensionamento de laje ligth steel frame – seca	106
4.2.1 Características geométricas	107
4.2.1.1 Dimensões dos perfis.....	107
4.2.1.2 Dimensões das placas OSB.....	108
4.2.1.3 Dimensões dos parafusos.....	108
4.2.2 Carregamentos	108
4.2.3 Estado limite último (ELU)	109
4.2.3.1 Combinações.....	109
4.2.3.2 Momento fletor.....	109
4.2.3.3 Início do escoamento da seção efetiva	109
4.2.3.4 Verificação flambagem lateral com torção	110
4.2.3.5 Verificação flambagem distorcional	113
4.2.3.6 Verificação da força cortante	113
4.2.3.7 Momento fletor e força cortante combinados	114
4.2.4 Estado limite de serviço (ELS)	114
4.2.4.1 Combinações.....	114
4.2.4.2 Momento fletor.....	115
4.2.4.3 Verificação ao deslocamento	115
4.2.5 Parafusos.....	116
4.2.5.1 Verificação à tração.....	116
4.2.6 Quantitativo de materiais	117
4.2.6.1 Quantitativo de perfil.....	117
4.2.6.2 Quantitativo da placa OSB	117
4.2.6.3 Quantitativo de parafusos	118
4.3 Indicadores de consumo	118

5 RESULTADOS	120
5.1 Peso das estruturas de piso	120
5.2 Tempo de execução	120
5.3 Investimentos mão de obra	121
5.4 Investimentos de materiais.....	121
6 CONCLUSÃO.....	123
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
APÊNDICE A	128
APÊNDICE B.....	129
APÊNDICE C	130
APÊNDICE D	131
APÊNDICE E.....	132
APÊNDICE F	137
ANEXO A.....	142

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, no ramo da construção civil, o sistema estrutural utilizado predominantemente no Brasil é o concreto armado, onde são empregados como principais elementos estruturais das edificações o concreto e o aço, diferentemente de outros países, como por exemplo, os EUA, Canadá e China, além de países europeus, que utilizam o método construtivo Light Steel Framing como principal sistema estrutural, sendo resistidas pelo aço.

A estrutura Light Steel Framing está bastante difundida ao redor do mundo, todavia, no Brasil, ela vem se revestindo de uma revolução silenciosa, porquanto, o setor da construção civil ainda é bastante resistente quanto à sua utilização, por fugir do convencional, embora já haja nichos de mercado em que esta estrutura vem sendo utilizada em baixa escala.

De certa maneira, pode-se dizer que a inovação tem sido a palavra de ordem na construção civil, onde há sempre novos métodos construtivos surgindo ou, ainda, aprimoramento de métodos já usuais.

As inovações buscam atender as necessidades dos clientes, de forma econômica, visando maneiras de projeção e execução de obras, atendendo à disponibilidade financeira do cliente em tempo reduzido para a execução da obra.

Com tantas tecnologias, avanços e desenvolvimento do mundo, algo que deve ser sempre observado é a sustentabilidade, na procura de se obter obras que causem menor impacto ambiental possível. Além de atender a todas as necessidades citadas, a obra deve garantir sua eficiência estrutural e arquitetônica.

Sendo assim, as normas da construção civil foram criadas e aprimoradas ao longo do tempo para que as estruturas das edificações ficassem mais sólidas e seguras, a fim de se buscar a prevenção de acidentes e desastres, como por exemplo, o desabamento de imóveis, o que geraria grandes prejuízos financeiros, além de danos mais graves, como a perda de vidas.

A estrutura de uma edificação é constituída, principalmente, pelo elementos estruturais vigas, pilares e lajes.

As lajes são consideradas como os elementos de maior dimensão de uma edificação. Dessa forma, importante é o estudo desse elemento como sustentáculo da estrutura de uma construção.

A realização de estudos aprofundados acerca da viabilidade estrutural dos mais variados métodos construtivos existentes nas normas técnicas estão se tornando cada vez mais necessários no cenário atual da construção civil por serem de suma importância para que as

edificações sejam construídas de forma segura e confiável, e, é nesse viés, que o presente trabalho se desenvolverá.

Portanto, sendo de suma importância para o ramo da construção civil, o elemento estrutural denominado laje será trazido à baila neste trabalho como objeto de estudo aplicado aos métodos construtivos Light Steel Frame e Pré-fabricado nervurado de Concreto Armado.

Sendo o método construtivo Light Steel Frame ainda pouco utilizado no Brasil, e, sabendo-se que o Concreto Armado é o método construtivo mais utilizado no nosso país, importante se torna o estudo acerca desse método ainda pouco difundido entre os profissionais do ramo da construção civil no nosso país.

Assim, este trabalho se proporá a realizar uma comparação entre a construção de lajes pelos métodos Light Steel Frame - Seco e Pré-Fabricado Nervurado Treliçado de Concreto Armado, sob o aspecto das cargas que serão recebidas por ambos os métodos como fator determinante para a análise comparativa de utilização do método Light Steel Frame na construção de uma laje, não se esquecendo, é claro, da influência que o aspecto custo/preço dos materiais necessários para a construção da laje em ambos os métodos poderá exercer.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral esboçar um estudo da construção de uma laje de um pavimento de uma edificação, traçando um comparativo entre o método Light Steel Frame - Seco e o método Pré-Fabricado Nervurado Treliçado de Concreto Armado.

1.1.2 Objetivos específicos

Os estudos presentes na estrutura deste trabalho para que a sua finalidade específica seja alcançada serão desenvolvidos através de pesquisas bibliográficas, descrevendo os métodos Light Steel Frame e pré-fabricado nervurado de concreto armado, com suas principais propriedades e forma de execução de cada.

Serão apresentadas, assim, as seguintes técnicas de dimensionamento:

a) descrever lajes Pré-Fabricadas Nervuradas de Concreto Armado, conforme a ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;

- b) descrever lajes Light Steel Frame, conforme a ABNT NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;
- c) apresentar os cálculos de dimensionamento da laje Pré-fabricada de concreto armado;
- d) apresentar os cálculos de dimensionamento da laje Light Steel Frame.

Como resultados pretendidos acerca do objetivo específico deste trabalho serão apresentados, ao final do trabalho, os seguintes indicativos:

- a) indicar a capacidade estrutural, tempo de execução, valores de materiais e mão de obra para a lajes Pré-fabricada nervurada de concreto armado;
- b) indicar a capacidade estrutural, tempo de execução, valores de materiais e mão de obra para lajes Light Steel Frame;
- c) analisar e comparar a capacidade estrutural, tempo de execução, valores de materiais e mão de obra para os dois métodos utilizados para a construção das lajes de piso.

Descritos os objetivos gerais e específicos deste trabalho, passar-se-á a discorrer sobre a justificativa da escolha do tema proposto.

1.2 Justificativa

Diante do momento atual vivido pelo setor da construção civil no Brasil, é possível verificar que a necessidade de utilização de novas tecnologias está abrindo caminho para que os profissionais desta área busquem maneiras e alternativas para atender às diversificadas necessidades do consumidor, que busca economia, segurança e agilidade na construção de seu imóvel.

Desta forma, o estudo a que se propõe este trabalho traz à tona a análise de viabilidade de utilização do método Light Steel Frame comparado ao método pré-fabricado nervurado de concreto armado, aplicados à construção de uma determinada edificação, analisando o elemento estrutural lajes de piso, para trazer subsídios ao profissional da área de construção civil ao atendimento a seu cliente, cada vez mais exigente.

Assim, os dimensionamentos a serem apresentados, com a articulação de comparativos onde se observará a eficiência estrutural de ambos os métodos a serem utilizados para construção da laje, admitindo atender às necessidades de carregamento da edificação em estudo, não se esquecendo do aspecto preço/custo de materiais, viabilizando a escolha do método mais vantajoso e adequado diante das necessidades que o projeto estrutural exige, atendendo, também, às necessidades do cliente.

Por derradeiro, o presente estudo se justifica mormente pelo fato de que, no Brasil, ainda pouco se utiliza o método Light Steel Frame no sistema de construção civil, desconhecendo-se, a fundo, a sua viabilidade estrutural.

Tecidas as justificativas acerca do estudo proposto, passa-se a estudar a estrutura teórica do trabalho.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo, serão apresentadas algumas conceituações de laje existentes na literatura do ramo da construção civil, as principais regras que norteiam a estruturação de dimensionamento desse elemento, bem como os seus métodos construtivos e, em especial, as técnicas de dimensionamentos das lajes denominadas “Light Steel Frame” e “Pré-fabricada Nervurada de Concreto Armado”, de acordo com as Normas Técnicas Brasileiras (NBR), Manuais Técnicos e bibliografias referenciadas.

Antes de se adentrar ao objeto de estudo central desse trabalho, é importante discorrer sobre a estrutura de concreto armado e seus elementos, bem como sobre a estrutura de aço, o que se verificará nas seções seguintes.

2.1 Concreto Armado

Conforme Süssekind (1981, p. 1), o concreto armado se deu pelo “desenvolvimento do assim chamado cimento Portland, por Josef Aspdin (1824) na Inglaterra, somado à ideia de colocação de barras de aço na parte tracionada de peças feitas em argamassa de cimento.”

Segundo o mesmo autor, a colocação em prática desta ideia, veio com Lambot na França em 1855, na construção de barcos e, por Monier em 1861, também na França, na fabricação de um jarro de flores.

Ainda segundo Süssekind (1981, p.1), o concreto armado tal como é conhecido atualmente (em termos de materiais empregados), foi conseguido a partir de 1867, após Monier realizar sucessivas patentes para construção de tubos, pontes e lajes, embora por métodos empíricos, sem qualquer base científica.

Süssekind em sua obra intitulada “Curso de Concreto” de 1981, volume 1, em sua primeira página, sustenta, contudo, que apenas no início do século XX, na Alemanha, é que as primeiras normas para o uso do concreto armado foram redigidas, com base em teorias cientificamente consistentes.

De acordo com Vasconcelos (1985), citado por Carvalho e Cyrillo (2018, p.16), “pouco se sabe do início da utilização do concreto armado no Brasil, a mais antiga notícia sobre seu emprego foi em 1904 no Rio de Janeiro”.

Em uma publicação de Freitas (1904), também citada por Carvalho e Cyrillo (2018,p.16), o concreto armado foi utilizado pela primeira vez no Brasil em construções residenciais em Copacabana pela Empresa de Construções Civis, sob responsabilidade do

engenheiro Carlos Poma, obtendo, em 1892, patente de utilização do Concreto Armado, como variante do sistema Monier.

Segundo Bastos (2006), tem-se a seguir o conceito de concreto armado:

O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10 % da sua resistência à compressão). Assim sendo, é imperiosa a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto (concreto e armadura – barras de aço), surge então o chamado “concreto armado”, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto absorve as tensões de compressão, no que pode ser auxiliado também por barras de aço (caso típico de pilares, por exemplo). No entanto, o conceito de concreto armado envolve ainda o fenômeno da aderência, que é essencial e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para se ter o concreto armado. Para a existência do concreto armado é imprescindível que haja real solidariedade entre ambos o concreto e o aço, e que o trabalho seja realizado de forma conjunta. (BASTOS, 2006, p.8)

Desta forma, depreende-se que, segundo Bastos (2006, p. 8), o concreto armado se resume como sendo a junção do concreto simples, da armadura e da aderência, sendo que com esta última a deformação do aço deve ser igual à do concreto.

A ABNT NBR 6118:2014 é a norma que define “os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto, sejam elas de edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos etc. Assim, ela deve ser complementada por outras normas que estabeleçam critérios para estruturas específicas”.

2.1.1 Características de resistências e módulo de elasticidade do concreto

A ABNT NBR 6118 (2014), cita a ABNT NBR 8953, definindo as classes de resistência do concreto:

A classe C20, ou superior, se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25, ou superior, ao concreto com armadura ativa. A classe C15 pode ser usada apenas em obras provisórias ou concreto sem fins estruturais, conforme a ABNT NBR 8953. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 22).

Para Carvalho e Figueiredo (2017, p. 33), as principais características do concreto endurecido são as mecânicas, sendo estas a resistência à compressão e à tração.

A resistência à compressão é determinada ao ensaio onde o corpo de prova é comprimido por uma carga central e pode ser definida através da equação (1). Tal ensaio também permite a obtenção do módulo de elasticidade que é o módulo da deformação longitudinal do concreto, segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p. 34).

$$f_{cj} = \frac{N_{rup}}{A} \quad (1)$$

Onde:

f_{cj} = resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de (j) dias;

N_{rup} = carga de ruptura do corpo de prova;

A = área da seção transversal do corpo de prova.

A média aritmética das resistências dos corpos de prova não demonstra a real qualidade do concreto, sendo necessária a obtenção da resistência característica do concreto, que considera a média f_{cj} e também o desvio padrão da série do ensaio de corpo de prova, sendo um valor que apresenta 95% da resistência dos resultados dos ensaios acima dele, ou 5% abaixo, segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p.35).

De acordo com Botelho e Marchetti (2010, p. 190), para obtenção do f_{ck} usa-se a média de f_{cj} e o desvio padrão (S_d), com valor igual a 4,0 Mpa para concretos de alta qualidade e 5,5 Mpa para concretos de média qualidade, através da equação (2).

$$f_{ck} = f_{cj} - 1,65 \times S_d \quad (2)$$

Para Carvalho e Figueiredo (2017, p.36), o concreto apresenta baixa resistência à tração, mas é interessante ter ciência de como obter este valor, que pode ser utilizado em peças expostas a esforços cortantes sujeitas a fissuração.

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 23), apresenta as equações de definição para a resistência característica à tração inferior e superior através de resistência característica média obtida por ensaios de tração do concreto.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (3)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (4)$$

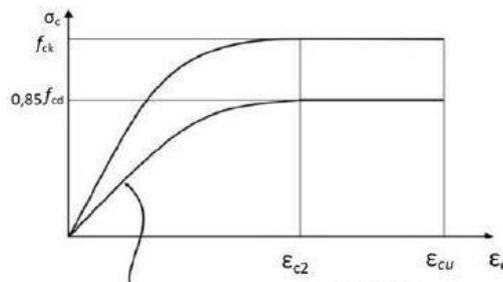
De forma que se pode obter os valor de $f_{ct,m}$ para concretos de classe até C50, através da equação(5) e para concretos de classes C50 à C90, pela equação (6).

$$f_{ct,m} = 0,3x f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (5)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 x \ln x (1 + 0,11 x f_{ck}) \quad (6)$$

Segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p. 38), o módulo de elasticidade é uma grandeza mecânica que representa a rigidez de um material sólido, obtidos pelo diagrama tensão-deformação, representado na figura 01.

Figura 1– Diagrama Tensão-Deformação



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 26 (adaptado).

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 26) define, para o estado limite último, os parâmetros de deformação de encurtamento início do modo plástico ϵ_{c2} igual a 2,0‰ e para deformação de ruptura do concreto ϵ_{cu} igual a 3,5 ‰.

O módulo de elasticidade pode ser obtido através da equação (7), para concretos com f_{ck} de 20 até 50 MPa e pela equação (8), quando f_{ck} for de 55 a 90 MPa, conforme a ABNT NBR 6118 (201, p. 24). Considerando E_{ci} e f_{ck} em MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (7)$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (8)$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Com tudo, o módulo de deformação secante pode ser obtido pela equação (9).

$$E_{CS} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (9)$$

Para determinar o valor de α_i , usa-se a seguinte expressão:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 0,10 \quad (10)$$

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 25), ainda apresenta uma tabela com valores estimados do módulo de elasticidade considerando como agregado graúdo, o material granito. Segue abaixo a tabela 1 e seus valores.

Tabela 1 – Valores estimados para o módulo de elasticidade do concreto em função do f_{ck} .

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 25 (adaptada).

A ABNT NBR 6120, (2019 p. 9), define o peso específico do concreto armado como sendo 25 kN/m³.

Assim como o concreto, o aço também apresenta características de resistência e modo de elasticidade que serão definidos no tópico a seguir.

2.1.2 Características de resistências e módulo de elasticidade do aço

A ABNT NBR 7480 (2017, p. 2) define que as barras são peças que apresentam diâmetro nominal de 6,3 mm ou mais, sendo fabricada exclusivamente por laminação a quente e os fios como sendo aqueles com diâmetro nominal de 10 mm ou menos, com trefilação ou formados a

frio. Diante disto, a ABNT NBR (2017, p.2) ainda define que as barras possuem categoria CA25 e CA50 e os fios CA60.

Carvalho e Figueiredo (2017, p.43), explica que a sigla CA significa Concreto Armado e o número é a resistência de escoamento mínima, dada em kN/cm².

Segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p.44), as características mecânicas de importância no aço são:

- a) Resistência característica de escoamento (f_{yk}): valor máximo que o aço deve ser submetido a uma tração, de forma que consiga voltar ao seu estado inicial;
- b) Limite de resistência (f_{stk}): máxima resistência da barra ao qual, ultrapassado esse limite, ela se rompe;
- c) Alongamento na ruptura (ϵ): valor de quanto à barra aumentou correspondente à ruptura.

A ABNT NBR 14859-3 (2017, p. 2), define que os fios e barras utilizados nas treliças eletrossoldadas de lajes nervuradas devem atender os requisitos da NBR 7480 e a categoria CA25 não deve ser utilizada na fabricação desses elementos.

O Manual Técnico da Arcelor Mittal explica que as Treliças denominadas Belgo Padronizadas, são compostas por fios CA60.

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 29), afirma que o módulo de elasticidade do aço corresponde ao valor de 210 GPa.

2.1.3 Fluência do concreto

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 207), a deformação do concreto por fluência (ϵ_{cc}) é formada em duas etapas, uma rápida e outra lenta, onde a rápida (ϵ_{cca}) é apresenta deformação irreversível e ocorre até 24 h após a aplicação da carga que gerou esta deformação. A deformação lenta subdivide em duas outras parcelas, a deformação lenta irreversível (ϵ_{ccf}) e a deformação lenta reversível (ϵ_{ccd}).

Desta forma, pode-se calcular a fluência através das expressões fornecidas pela ABNRT NBR (6118, p. 207e 208). Segue abaixo:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd} \quad (11)$$

$$\epsilon_{c,tot} = \epsilon_c + \epsilon_{cc} = \epsilon_c \times (1 + \varphi) \quad (12)$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (13)$$

Sendo:

φ_a é o coeficiente de deformação rápida;

φ_f é o coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d é o coeficiente de deformação lenta reversível.

2.1.4 Cobrimento e classe de agressividade ambiental

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 65), explica que a vida útil da estrutura é o tempo que ela mantém suas características atendendo aos requisitos de uso e manutenção, sendo que a agressividade do meio ambiente é a principal causa da perda dessas características e durabilidade da estrutura.

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 17), apresenta a classificação das classes ambientais de acordo com suas respectivas agressividades à estrutura. Veja no quadro 01.

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 17 (adaptado).

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2017, p.180), o cobrimento está diretamente ligado à classe de agressividade ambiental.

Botelho e Marchetti (2010, p. 190), afirma que as armaduras devem ser cobertas por uma capa de concreto protegendo-as, a fim de aumentar a vida útil da estrutura. Para isso, a NBR 6118:2014 estabelece a espessura mínima para tal cobrimento.

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 179), explica que cobertura mínima é a menor distância entre a face da peça e das barras e que, além do cobertura adequado, deve haver uma boa compactação do concreto para efetivação da proteção das armaduras.

Ainda segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p. 179), o cobertura nominal é a soma do cobertura mínimo e uma tolerância de execução. Onde, conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 19) o valor da tolerância de execução deve ser maior ou igual a 10 mm.

Diante disso, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 20), estabelece os valores mínimos de cobertura nominal com tolerância de execução igual a 10 mm, relacionado à classe de agressividade ambiental, conforme quadro 02.

Quadro 2 - Cobertura nominal relacionado à classe de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobertura nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^aCobertura nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobertura da armadura passiva deve respeitar os coberturas para concreto armado.
^bPara a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de exigências do item 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118:2014, respeitado um cobertura nominal ≥ 15 mm.
^cNas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os coberturas da classe de agressividade IV.
^dNo trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobertura nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 20 (adaptado).

2.1.5 Ações

A ABNT NBR 6120 (2019, p. 3), identifica dois tipos de cargas atuantes sobre a estrutura, que são:

- a) Cargas permanentes (g): essas cargas são determinadas como peso próprio e peso dos elementos instalados sobre a estrutura para uso permanente;
- b) Cargas acidentais (q): são as cargas que atuam de forma acidental, em função da sua utilização, como pessoas, móveis, veículos, etc.

A ABNT NBR 6120:2019, determina os pesos específicos, em kN/m^3 , dos materiais usuais na construção de estruturas de concreto armado e os valores das cargas verticais acidentais, em kN/m^2 .

2.1.6 Estados limites último (ELU) e de serviço (ELS)

A ABNT NBR 8681, (2003, p. 2), define os estados limites como sendo estado limite último e estados limites de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas.

Para Carvalho e Figueiredo (2017, p. 52), o estado limite último está relacionado ao colapso da estrutura, parcial ou total, de forma que impeça o uso desta. Onde a segurança deve ser verificada conforme aos estados limites:

- a) Perda do equilíbrio estrutural;
- b) Esgotamento da capacidade resistente tanto por solicitações normais e tangenciais; por efeitos de segunda ordem; por ações sísmicas; por exposição ao fogo;
- c) Solicitações dinâmicas;
- d) Colapso progressivo;
- e) Entre outros casos especiais que possam ocorrer eventualmente.

A ABNT NBR 6118, (2014, p.55), estabelece que estados limite de serviço tem relação com a utilização da estrutura de forma que apresente boa funcionalidade e conforto ao usuário. Podem ser verificados da seguinte forma:

- a) Formação de fissuras (ELS-F): quando apresenta formação da fissura;
- b) Abertura de fissuras (ELS-W): quando há abertura da fissura;
- c) Deformação excessiva (ELS-DEF): quando atinge o limite das deformações definidos para a utilização da estrutura;
- d) Vibrações excessivas (ELS-VE): quando atinge o limite das vibrações definidas para a utilização da construção.

Para a ABNT NBR 6118 (2014, p. 76), “deslocamentos-limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura”, podendo ser classificados como:

- a) aceitabilidade sensorial: vibrações indesejadas ou efeito visual desagradável. Importante verificar o limite da flecha para prevenção dessas vibrações;
- b) Efeitos específicos: impedimento da utilização da obra;

- c) Efeitos em elementos não estruturais: podem ocasionar mau funcionamento da estrutura, mesmo não sendo elemento estrutural, mas estão conectados a eles;
- d) Efeitos em elementos estruturais: pode afetar o comportamento da estrutura.

Os valores limites para deslocamento sobre a aceitabilidade sensorial são determinados conforme tabela 02.

Tabela 2- Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, p. 77 (adaptada).

2.2 Estrutura de aço

Dias (1997), escreveu no capítulo 01 de sua obra “Estruturas de aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem” a definição deste tipo de estrutura:

A parte ou conjunto das partes de uma construção que se destina a resistir a cargas. Cada parte portante da construção, também denominada elemento estrutural, deve resistir aos esforços incidentes e transmiti-los a outros elementos através de vínculos que os unem, com a finalidade de conduzi-los ao solo. (DIAS, 1997,p.13).

De acordo com Helene e Andrade (2010, p.6), no fim do século XVIII e início do século XIX, na Inglaterra, o aço começou a ser utilizado para estruturar pontes, sendo a primeira obra em Coalbrookdale Bridge, localizada no Telford, desde 1.781 até os dias atuais.

Segundo Bellei (2010), o início da utilização de estrutura de aço no Brasil se deu:

O início da fabricação em ferro no Brasil deu-se por volta de 1812. Acredita-se que a primeira obra a usar ferro pudlado, fundido no Brasil, no estaleiro Mauá, em Niterói, RJ, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro, com cinco vãos de 30 metros, cuja data de construção é de 1857, estando em uso até hoje. A primeira obra em que se usou aço importado em edifícios no Brasil foi o Teatro Santa Izabel, em Recife. (BELLEI, 2010, p.15).

Dias (1997, p. 59), afirma que “aço é uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono, obtida pelo refino de ferro-gusa em equipamentos apropriados”.

Ainda de acordo com Dias (1997 p. 78), os aços estruturais são aqueles que possuem função estrutural quanto à sua resistência, ductibilidade e outras propriedades, suportando os carregamentos, existindo grande variedade desses aços.

A ABNT NBR 8800 (20018, p.1), está baseada no método de estados-limites, estabelecendo critérios para projetos de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, através de perfis de aço laminado ou soldado e ligações com parafusos ou soldas. Contudo, esta norma não abrange o dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio, devendo obedecer a ABNT NBR 14762.

A ABNT NBR 6355 (2012, p.1) padroniza os perfis estruturas de aços formados a frio e denomina esses perfis como elementos que são montados por dobramento de tiras em forma de chapas ou bobinas ou pela conformação contínua de bobinas laminadas a frio ou a quente.

2.2.1 Características de resistência e módulo de elasticidade dos perfis de aço formados a frio

A ABNT NBR 14762 (2010, p. 12), recomenda o uso de aço que apresente qualificação estrutural, propriedade mecânica para receber o trabalho a frio de forma adequada, relação de resistência à ruptura e resistência ao escoamento (f_u/f_y) maior ou igual a 1,08 e alongamento após ruptura até 10% quando a base for igual a 50mm e 7% quando for igual a 200mm.

A tabela apresentada por esta Norma determina alguns tipos de aços padronizados e suas resistências à ruptura e escoamento. Observa-se na tabela 03:

Tabela 3- Chapas finas de aço especificadas por Normas Brasileiras para uso estrutural ^a

Especificação	Grau	f_y(MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 6649/ABNT NBR 6650 Chapas finas (a frio/a quente) de aço-carbono	CF-26	260/260	400/410
	CF-28	280/280	440/440
	CF-30	---/300	---/490
ABNT NBR 5004 Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica	F-32/Q-32	310	410
	F-35/Q-35	340	450
	Q-40	380	480
	Q-42	410	520
	Q-45	450	550
ABNT NBR 5920/ABNT NBR 5921 Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica	CFR 400	---/250	---/380
	CFR 500	310/370	450/490
ABNT NBR 7008/ ABNT NBR 14964 Chapas finas e bobinas finas com revestimento metálico ^b	ZAR 250	250	360
	ZAR 280	280	380
	ZAR 320	320	390
	ZAR 345	345	430
	ZAR 400	400	450

^aA faixa de espessura disponível varia de acordo com o produtor de aço.

^bGraus conforme a ABNT NBR 7008.

Fonte: ABNT NBR 14762,2010, p. 12 (adaptada).

Conforme a NBR 15253 (2014, p. 9), para a fabricação dos perfis formados a frio com função estrutural, deve ter resistência mínima ao escoamento de 230 MPa, atender os critérios da ABNT NBR 14762, ser utilizadas como matéria prima, bobinas de aço revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco através do processo de imersão a quente e ter no mínimo espessura de 0,80 mm.

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 13), esses aços apresentam as seguintes características mecânicas:

- a) módulo de elasticidade (E) = 200 000 MPa;
- b) coeficiente de Poisson (ν) = 0,3;
- c) módulo de elasticidade transversal(G) = 77 000 MPa;
- d) coeficiente de dilatação térmica(β)= $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- e) massa específica (ρ)= 7 850 kg/m³.

2.2.2 Ações

As ações atuantes sobre a estrutura são: permanentes, variáveis e exponenciais, segundo a ABNT NBR 14762 (2010, p.15).

As permanentes podem ser subdivididas em diretas ou indiretas, segundo a supracitada Norma, considerando, respectivamente, os valores mais desfavoráveis para a estrutura, a favor da segurança.

As permanentes diretas, por sua vez, são aquelas que levam em consideração o peso próprio da estrutura, elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Já as indiretas, são formadas pela deformação imposta por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoios e imperfeições geométricas. ABNT NBR 14762 (2010, p. 15)

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p.15), as ações variáveis apresentam variações significativas nos valores geradas pela ocupação e uso da edificação, como sobrecargas de equipamentos, divisórias, móveis, vento, temperatura.

As exponenciais são aquelas de duração extremamente curta e eventualmente ocorrem durante a vida da construção, como explosões, choques de veículos, incêndios, etc.

2.2.3 Estados limites último (ELU) e de serviço (ELS)

Os estados-limite último apresentam relação com a segurança da estrutura de forma a verificar as combinações de ações de forma mais desfavoráveis para a vida útil da estrutura.

Os estados-limites de serviço apresentam relação com o desempenho estrutural com condições normais de utilização.

Desta forma, quando utilizado o método dos estados-limites para dimensionar uma estrutura exige que não seja ultrapassado nenhuma aplicação desses estados-limites, quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Portanto, quando um ou mais dos estados excederam, a estrutura deixa de atender as solicitações, perdendo o objetivo pela qual foi projetada, de acordo com a ABNT NBR 14762 (2010, p. 14).

2.3 Lajes

A seguir, serão descritas algumas conceituações do elemento estrutural denominado laje, seus principais tipos usuais, e, mais especificamente, as lajes pré-fabricadas nervuradas treliçadas de concreto armado e a lajes Light Steel Frame.

2.3.1 Conceito

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 75), lajes ou placas são “elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes”.

Veja a seguir a conceituação de lajes de acordo com Bastos (2005):

As lajes são classificadas como elementos planos bidimensionais, que são aqueles onde duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura. As lajes são também chamadas elementos de superfície, ou placas. (BASTOS, 2005, p. 1).

De acordo com Di Pietro (2000), lajes podem ser assim conceituadas:

Lajes ou placas são os elementos planos das edificações (horizontais ou inclinados), de estrutura monolítica e de altura relativamente pequena e que são caracterizadas por duas dimensões: sua largura e seu comprimento, predominantes em relação à sua altura e servem para separar os diversos pisos de um edifício. (DI PIETRO, 2000, p. 110).

Conforme Bastos (2005, p. 1), as lajes “destinam-se a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção”. Para ele, essas ações se devem à movimentação de pessoas, móveis, revestimentos, paredes, além dos mais variados tipos de carga que podem existir em função da necessidade arquitetônica.

Ainda segundo Bastos (2005, p. 1), as lajes também podem sofrer com carregamentos externos, gerando momento fletor e sua principal função é a de transmitir os carregamentos aos apoios.

Segundo Di Pietro (2000, p. 111), a função da laje quanto à resistência está em suportar e transmitir as cargas, as vigas e/ou paredes, também podendo resistir a ações de vento, assumindo a função, também, de isolamento à umidade, térmico e acústico entre os pavimentos.

Apresentadas algumas conceituações de laje, serão descritas, na subseção seguinte, os tipos de lajes existentes, lembrando-se que o presente trabalho irá discorrer detalhadamente apenas sobre os tipos de lajes Light Steel Frame e Pré-fabricada Nervurada de Concreto Armado, por se tratarem do objeto central da pesquisa.

2.3.2 Tipos de lajes

As normas da construção civil regem a estruturação física de uma edificação, norteando os profissionais do ramo.

Como já explicado, na construção de um imóvel, a laje é um elemento estrutural de suma importância para o suporte das cargas e assume a verdadeira função de forro e, ainda, de piso de um imóvel com mais de um pavimento, devendo ser corretamente dimensionada e executada.

As normas do ramo da ciência que estuda a construção civil criaram diversos métodos e parâmetros para a realização do dimensionamento e execução adequada de cada tipo de laje conforme suas propriedades e materiais.

Os parâmetros estruturais adotados para o dimensionamento de lajes de concreto armado são definidos pela ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Para eventuais situações específicas de algumas estruturas, são citadas ao longo da NBR 6118, normas auxiliares que empregam critérios individualizados.

Sendo assim, de acordo com Di Pietro (2000, p. 111), existem diversas lajes de concreto armado, quais sejam suas classificações em moldadas no local da obra ou pré-fabricadas.

Pereira (2019), em seu artigo para o site Escola Engenharia, aponta como principais lajes de concreto armado usuais as Lajes Maciças, Cogumelo, Nervurada, Treliçada e Alveolar.

Veja-se a seguir a conceituação dos principais tipos de lajes de concreto armado:

a) Lajes Maciças: para Carvalho e Filho (2014, p. 319), as lajes maciças são elementos estruturais denominados placas de concreto que distribuem suas reações em todas as vigas de

contorno, aproveitando as vigas do pavimento, onde podem ter carregamentos da mesma ordem de grandeza.

b) Lajes Lisas e Cogumelos: a ABNT NBR 6118 (2014, p. 97), descreve que “Lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis”.

c) Lajes Nervuradas: segundo Chust (2017, p. 74), essas lajes são compostas por materiais pré-moldados definidos como vigotas, por lajotas e capa de concreto. As vigotas são compostas por concreto armado ou protendido, onde as armaduras das vigotas podem ser de tipo trilho quando barras retas são posicionadas na parte inferior de lajota e tipo treliçada quando a armadura de aço forma três banzos paralelos e diagonais laterais de forma senoidal.

d) Lajes Alveolares: o Manual de Informações BPM (2015) determina que as lajes alveolares suportam grandes vãos para várias maneiras de utilização e são constituídas por concreto com vazios longitudinais, diminuindo o seu peso próprio e melhorando seu desempenho estrutural. Nomeiam-se esses vazios de alvéolos, que são limitados por paredes de concreto chamadas de alma ou nervuras.

Para Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 54), há dois tipos usuais de lajes nas estruturas Light Steel Frame, sendo elas Lajes Úmidas e Lajes Secas. Veja:

a) as lajes úmidas são aquelas compostas por chapas metálicas onduladas aparafusadas sobre as vigas e preenchidas com concreto, explica Santiago, Freitas e Crasto (2012,p. 54).

b) as lajes secas são aquelas formadas por uma placa rígida aparafusadas às vigas de piso, conforme Santiago, Freitas e Crasto (2012,p. 55).

Conceituados os tipos de lajes maciças, lisas e cogumelos, nervuradas, alveolar, lajes úmidas e secas, passar-se-á a discorrer pormenorizadamente, nas seguintes subseções, sobre os métodos de construção de laje pré-fabricada nervura treliçada de concreto armado e Light Steel Frame Laje Seca, suas conceituações e método construtivo, segundo a bibliografia.

2.3.3 Lajes pré-fabricadas nervuradas treliçadas de concreto armado

2.3.3.1 Descrição

Segundo DIAS (2004), as lajes nervuradas iniciaram em 1854, quando o engenheiro civil Willian Boutland Wilkinson apresentou um tipo de concreto armado onde vigas de comprimentos pequenos foram posicionadas de forma regular, deixando espaços entre si e esses

espaços foram preenchidos com moldes de gesso e após, a estrutura foi coberta por uma camada fina de concreto.

Para Flório (2004, p. 13), nas lajes maciças de menores vãos, principalmente no Estado Limite Último, grande parte do concreto pouco resiste à flexão, e, a partir disso que se idealizou a laje nervurada, onde se substitui o concreto abaixo da linha neutra, por nervuras, havendo economia no concreto, mas um pequeno aumento no consumo de aço. Porém, quando a relação dos lados for igual ou maior que dois, o tipo de estrutura apresenta vantagem econômica e menor peso próprio, comparado à laje maciça.

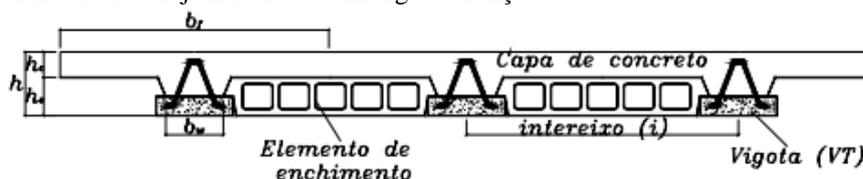
De acordo com a ABNT NBR 14859-1 (2016, p.3), lajes pré-fabricadas são constituídas por elementos pré-fabricados, ou seja, são fabricadas industrialmente, formadas por elementos estruturais, preenchimento, armaduras e concretos. Podendo ser maciça unidirecional em forma de “T”, nervurada unidirecional duplo “T”, nervurada bidirecional em “T” e nervurada bidirecional em duplo “T”.

A capa de concreto que reveste as lajes pré-fabricadas nervuradas garante a distribuição das cargas atuantes sobre a laje, aumentando a resistência à flexão, apresentando função de nivelamento do piso. Durante a execução da concretagem, as vigotas apresentam funcionalidade de resistir às ações do próprio peso próprio, dos materiais de enchimento, da capa de concreto e dos equipamentos utilizados na concretagem, explica Flório (2004, p. 18).

Pereira (2018) aponta que nas lajes nervuradas pré-fabricadas há um tipo de vigota de concreto com armaduras em forma de treliça e seus vãos são preenchidos com tabelas cerâmicas ou isopor EPS. Quando preenchidas com EPS, tornam-se mais leves e obviamente, com peso próprio consideravelmente menor do que os das lajes maciças, conforme Pereira (2018).

Na figura 02, observa-se a representação de corte transversal de uma laje nervurada treliçada.

Figura 2– Corte transversal de laje nervurada com vigotas treliçadas



Fonte: Flório (2004, p. 19).

Flório (2004, p. 19), explica que a armadura da treliça se constitui por um fio de aço no banzo superior e inferior e por dois fios nas diagonais laterais, onde a altura da treliça é normalmente entre 07 e 25 cm, com distância entre as barras inferiores igual a 8 cm.

O Manual Técnico da Arcelor Mittal define como as treliças são constituídas e suas funções estruturais:

É constituída por um fio superior (banzo superior), que atua como armadura de compressão durante a montagem e concretagem da laje treliçada, e pode colaborar na resistência ao momento fletor negativo (em regiões de apoio central); dois fios inferiores (banzo inferior), os quais resistem às forças de tração oriundas do momento fletor positivo; as diagonais ou sinusoides, que, além de funcionarem como armadura resistente às forças cortantes (quando forem altas), servem para promover uma perfeita coesão ou aderência entre o concreto pré-moldado da vigota e o concreto do capeamento (moldado in loco). (MANUAL TÉCNICO ARCELOR MITTAL).

Flório (2004, p. 27), explica que os materiais de enchimento não são considerados como estruturais, mas é importante apresentar boa qualidade, pois são responsáveis em transferir as cargas para as vigotas durante a concretagem.

A ABNT NBR 14859-2 (2017, p.2), define as lajotas cerâmicas como elementos de enchimento que apresentam ruptura frágil.

Pereira (2001), define que o material poliestireno expandido, ou seja, EPS, é derivado do petróleo, sendo composto por 98% de ar e 2% material sólido, tendo peso específico igual a 15 Kg/m³.

Pereira (2001), aponta que além da leveza deste material, outra vantagem na aplicação de lajes é sua ótima função de isolamento térmico.

Para Flório (2004, p. 30), as principais vantagens deste tipo de estrutura são: facilidade na execução, versatilidade, diminuição de escoramento e eliminação de fôrmas, economia.

2.3.3.2 Método construtivo

O método construtivo da laje pré-fabricada nervurada de concreto armado será descrito conforme o manual técnico elaborado pela Arcelor Mittal, a dissertação de pós-graduação de Flório (2004), orientado pelo professor Chust e pela ABNT NBR 14859: 2016, norma que estabelece requisitos gerais para a execução de obras em concreto armado.

A NBR 14859 1 (2016, p. 6) descreve que o concreto utilizado na fabricação das vigotas deve atender ao valor mínimo de resistência característica à compressão, maior ou igual a 20 MPa e os aços utilizados em lajes pré-fabricadas são CA50 e CA60.

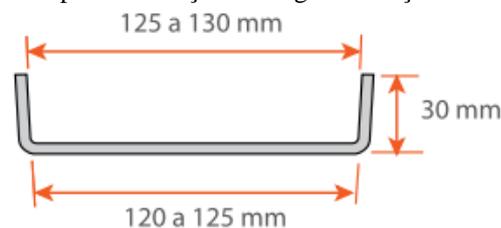
Para NBR 14859 1, os espaçadores das armaduras nas vigotas treliçadas devem:

Para vigotas treliçadas (VT), mini painéis treliçados (MPT) e painéis treliçados (PT), exige-se a colocação de espaçadores, tendo a distância entre si definida segundo

rigidez oferecida pela armadura treliçada a ser utilizada em cada projeto, com a finalidade de garantir o posicionamento das armaduras durante a concretagem na fabricação, sendo também um recurso para garantir o cobrimento da armadura conforme especificado em projeto, contudo não menor que o valor mínimo prescrito de 15 mm segundo ABNT NBR 9062, considerando a classe de agressividade adequada segundo ambiente e utilização da obra. (ABNT NBR 14859 1, 2016, p.7).

Conforme a Arcelor Mittal, as vigotas são modeladas nas fábricas, em formas com seção transversal representada na figura 03, onde o concreto é lançado sobre essas formas, formando uma base e após, a armadura adicional e treliças são posicionadas.

Figura 3– Seção transversal de formas para fabricação das vigotas treliçadas



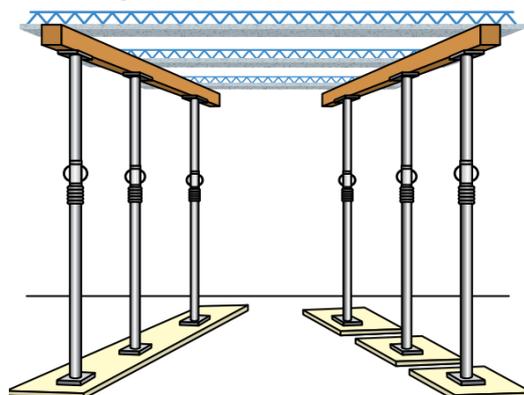
Fonte: Arcelor Mittal.

A Arcelor Mittal ainda explica que os “comprimentos destas vigotas serão definidos em projeto e fornecidos ao fabricante para que sejam produzidos no tamanho exato”.

É necessário fazer escoramento para que durante a montagem a laje suporte as cargas. Estas escoras devem ser apoiadas em terreno firme e contraventadas, possibilitando, se necessário, a contra-flecha, conforme explica Flório (2004, p. 31).

A figura 04 exemplifica um escoramento de metal, veja-se:

Figura 4– Exemplo de escoramento das vigotas com escoras de metal

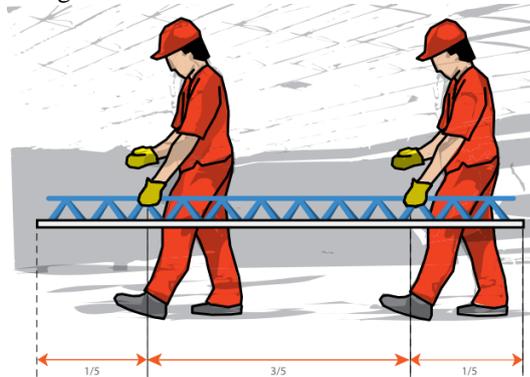


Fonte: Arcelor Mittal.

Na obra, para se transportar as vigotas, é recomendável não transportar apoiando nas extremidades e sim, que sejam carregadas em dois ou três pontos, com distância aproximada de

1/5 da extremidade, pois assim garante a integridade das barras superiores, conforme Arcelor Mittal explicou no manual técnico e representou na figura 05.

Figura 5– Exemplo transporte das vigotas



Fonte: Arcelor Mittal.

“A colocação das vigotas, usando os próprios blocos de enchimento como gabaritos, colocando-os nas extremidades das vigotas, garantindo o espaçamento entre as mesmas. A colocação da nervura pode se dar de duas formas”, explica Flório (2004, p. 32).

Para Flório (2004, p. 32 e 33), a primeira maneira é quando as vigotas apoiam-se sobre a estrutura de concreto armado através de fôrmas e as nervuras adentram nos apoios no mínimo cinco centímetros e no máximo metade da largura da viga. A segunda opção seria o apoio sobre a alvenaria, incluindo uma armadura de solidarização sobre a alvenaria, devendo as nervuras adentrarem no mínimo cinco centímetros e no máximo metade da largura da alvenaria.

Após a instalação dos materiais de enchimento (bloco cerâmico, EPS, etc...), faz-se as instalações de tubulações hidráulicas e elétricas. Após as instalações elétricas e hidráulicas deve-se instalar as armaduras negativas e de distribuição. Os tipos de bitolas, quantidade e posição, são definidos conforme o projeto estrutural, onde as barras de armadura de distribuição são colocadas de forma transversal às vigotas principais e as armaduras negativas são amarradas sobre as de distribuição, devendo sempre atentar para que estejam bem posicionadas na hora da concretagem, conforme Flório (2004, p. 34).

A próxima etapa de execução é a concretagem. Nela deve-se tomar alguns cuidados como tratamento da interface, adensamento e cura, conforme EL DEBS (2000), citado por Flório (2004,p. 34).

O processo de adensamento de uma peça de concreto consiste principalmente na eliminação do ar aprisionado nessa peça. Antigamente, para conseguir isto, utilizava-se o método de golpeamento ou apiloamento da superfície do concreto para expulsar o ar e forçar as partículas a uma disposição mais compacta. Nos métodos mais modernos usa-se a vibração, onde as partículas são momentaneamente separadas,

possibilitando seu agrupamento em uma massa compacta. A vibração do concreto, talvez a etapa mais importante da concretagem, se não for corretamente aplicada, pode comprometer a futura utilização da estrutura. Flório (2004, p. 36).

A ANBT NBR 14931 (2004, p. 23), explica que o concreto deve ser curado até endurecer totalmente, assegurando a resistência adequada e estrutura durável, sendo que o endurecimento do concreto pode ser acelerado com aditivos.

Flório (2004, p. 43e 44), explica que para se ter uma boa cura pode-se criar um ambiente úmido por meio de aplicação frequente de água ou prevenir a perda de água, posicionando elementos selantes sobre a estrutura, como plásticos e folhas de papel impermeabilizantes, sendo que o tempo de cura do concreto depende diretamente do tipo de técnica adotada.

A ABNT NBR 14931 (2004, p. 24) determina que a remoção das escoras deve atender a segurança, não comprometendo a funcionalidade da estrutura e não devem ser removidas até que o concreto tenha obtido resistência suficiente para suportar as cargas exercidas sobre o elemento estrutural nesse estágio.

2.3.4 Lajes light steel frame - seca

Nesta subseção serão estudadas as descrições do sistema Light Steel Frame e seus métodos construtivos.

2.3.4.1 Descrição

O sistema Light Steel Frame, mesmo considerado uma nova tecnologia, teve sua origem no início do século XIX, quando os colonizadores americanos tiveram que utilizar na construção de habitações métodos mais rápidos e produtivos, devido ao crescimento populacional. Para tanto, foram utilizados materiais disponíveis na região, utilizando-se peças de madeira serrada com seção transversal pequena, compondo a estrutura, conforme ConsulSteel (2002), citado por Santiago, Freitas e Crosta (2012, p. 11).

Segundo a CenterSteel Engenharia (2019, p. 6), em seu material didático do Curso Light Steel Frame (LSF), a primeira casa em LSF foi construída em Chicago e lançada na Feira Mundial em 1933, ganhando força após a Segunda Guerra Mundial, apresentando maior resistência, comparado à madeira.

Santiago, Freitas e Crasto (2012, p.13), menciona que na década de 90, a madeira teve aumento significativo em seu preço, abrindo caminhos para a utilização do aço, onde

aproximadamente 25% (vinte e cinco por cento) das construções nos Estados Unidos da América foram feitas de aço.

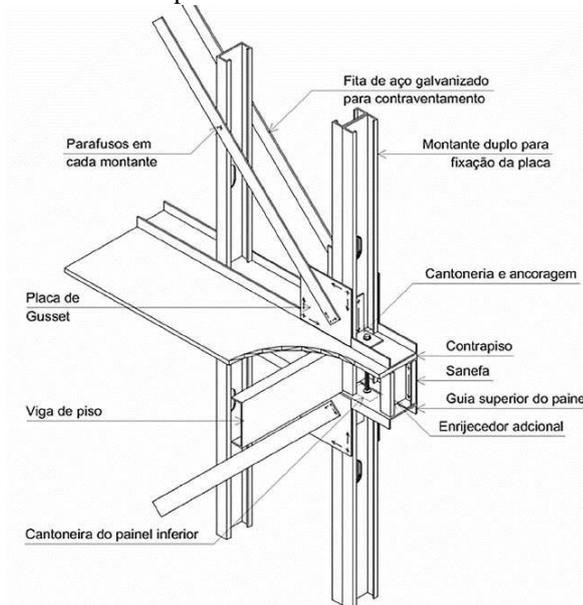
O termo Light Steel Frame, traduzindo “ao pé da letra”, através do Google Translate, significa “Estrutura de aço leve”.

Dias (1997, p. 58), conceitua a estrutura Light Steel Frame no mesmo sentido que a tradução literal do termo como vista acima, ou seja, entende que essa estrutura é composta por vários elementos estruturais, que devem ser projetados para receber pequenas parcelas de cargas, resultando na utilização de perfis muito leves.

Dias (1997, p. 56) ainda conceitua o Light Steel Frame como sendo um sistema “constituído por um conjunto rígido de painéis estruturados formado por uma malha de perfis galvanizados leves trabalhando em conjunto com outros subsistemas industriais”, conforme figura 06.

Santiago, Freitas e Crosta (2012, p. 11), afirmam o sistema Light Steel Framing como um “sistema construtivo de concepção racional, que tem como principal característica uma estrutura constituída por perfis formados a frio de aço galvanizado”.

Figura 6 – Representação dos elementos dos painéis da estrutura LSF



Fonte: Rodrigues (2016 p. 24).

De acordo com a CenterSteel (2019, p. 6), o que diferencia a estrutura Light Steel Frame do sistema de vedação Drywall é justamente sua função estrutural, onde toda a resistência da construção é garantida pelo material metálico, sendo imprescindível os cálculos de todos elementos e mão de obra especializada, a fim de que a estrutura atenda sua finalidade, resistindo uniformemente aos carregamentos do vento, cobertura e lajes.

O tipo de fundação a ser utilizada dependerá da topografia e sondagem do solo do terreno, porém, como a estrutura é extremamente leve e seus carregamentos são uniformes, não exige muito da fundação e essa deve apresentar geometria contínua, suportando os carregamentos dos painéis ao longo de sua extensão. Dois tipos de fundações usuais são a radier e sapata corrida, conforme descrito por Santiago, Freitas e Crosta (2012, p. 26).

Para definições características dos aços desta estrutura, utiliza-se a ABNT NBR 1525:2014.

Esta Norma estabelece os requisitos gerais e métodos de ensaios para os perfis formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados, utilizados em edificações e destinados à execução de paredes com função estrutural, estruturas de entrepisos, estruturas de telhados e de fachadas de edificações (light steel framing). (ABNT NBR 15253, 2014, p. 1).

Dias (1997, p. 58) explica que “lajes secas são compostas por painéis de madeira (OSB ou outros), placas cimentíceas apoiadas sobre perfis metálicos[...]”.

A principal vantagem da laje seca é sua baixa carga de peso próprio, por ser leve, sendo de execução rápida e sem a necessidade de utilização de água, conforme Santiago, Freitas e Crasto (2012, p.56).

Dias (1997, p. 152) ainda explica que a chapa de madeira prensada Oriented Strand Board, com abreviação em OSB, se constitui de camadas cruzadas unidas através de resina fenólicas aplicadas em alta pressão e temperatura, compondo sua variedade de utilização devido a sua capacidade resistente mecânica e rigidez. As chapas também se apresentam em penetração de umidade na madeira.

No mesmo material, a CenterSteel (2019, p. 24 e 25) destaca que as placas não devem ficar expostas a intempéries por mais de 45 dias, podendo alterar suas propriedades físicas. O armazenamento deve ser feito, preferencialmente, em locais cobertos, limpos, planos e secos; contudo, se for ao ar livre, é necessário o cobrimento das peças com lona plástica. Durante o transporte é necessária cautela para não danificar as bordas das placas e manter no máximo 4 pallets empilhados.

O OSB, conforme Santiago, Freitas e Crosta (2012, p.79), são tratados anti-insetos, como por exemplo, os cupins.

Por ser composta de madeira, apresenta as mesmas reações desse tipo de material, onde se devem ter precauções antes da instalação, como mudança de ambiente e umidade, onde a umidade de equilíbrio brasileira é entre 12% (doze por cento) a 25% (vinte e cinco por cento), conforme a CenterSteel (2019, p.25).

Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 53), que citaram o autor CrandellElhadj (1999), definem as vigas de piso como responsáveis por transmitir os carregamentos da laje, como o peso próprio, movimentação de pessoas, móveis, etc., para os painéis e também são estruturas de apoio ao contrapiso. Conforme representada na figura 07.

Figura 7 – Vigas piso



Fonte: Rodruigues (2016, p. 100).

A CenterSteel (2019, p. 7 e 8), afirma que o aço galvanizado em contato com determinados materiais pode sofrer corrosão. Materiais usuais no LSF que não reagem ao contato são: gesso acartonado, lã mineral, cimento (já feita sua cura, pois quando úmido é altamente alcalino), madeira, massas e tintas secas.

As vigas piso são posicionadas no sentido horizontal, apresentando, normalmente, as mesmas dimensões para suas mesas e as mesas dos montantes, sendo que as alturas das almas são menores, pois dependem da modulação estrutural e o vão entre os apoios, onde esses vãos devem ser menor possível, segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 52).

Ainda para Santiago, Freitas e Crasto (2012):

Os perfis devem ser suficientemente resistentes e enrijecidos para suportar as cargas e evitar deformações acima das exigidas por norma. Portanto, não é recomendável se cortar a mesa de um perfil que atua como viga. Perfurações executadas nas almas das vigas para passagem de tubulações, quando excederem as dimensões dos furos já existentes nos perfis (conhecidos por “punch”), devem ser previstos pelo projeto estrutural. SANTIAGO, FREITAS E CRASTO (2012, p.52).

Além das vigas de piso há outros componentes importantes na formação da laje de Sistema Light Steel Framing, conforme Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 53) mencionam:

- a) Sanefa ou guia: fixação das extremidades das vigas formando a estrutura através de perfil U;
- b) Enrijecedor de alma ou enrijecedor de apoio: é um recorte do montante composto por perfil Ue, preso pela alma a alma da viga no apoio desta, evitando o esmagamento da alma da viga;

- c) Viga caixa de borda: borda da laje constituída pela junção de perfis U e Ue, servindo de apoio a um painel;
- d) Viga composta: aumento da resistência da viga, através da união dos perfis U e Ue, utilizados no perímetro de uma abertura de laje, como acesso à escada, servindo de apoio para as vigas interrompidas;

Santiago, Freitas e Crasto (2012,p. 96), explicam que os parafusos auto-atarraxantes e autopercutores são os mais utilizados no Brasil, na construção de estruturas pelo sistema Light Steel Frame, onde são feitos de aço carbono, tratados por cementação e recobertos com o material zinco-eletrolítica protegendo as peças à corrosão e preservando as características similares a estrutura galvanizada.

Ainda segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 96), no mercado há vários tipos de parafusos e estes são definidos para cada ligação específica. Para definição do tipo de ponta de parafuso a ser utilizada na parafusação de chapas, é determinado pela espessura das chapas e para a determinação dos tipos de cabeças do parafuso analisa-se o tipo de material.

Conforme Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 97), os tipos de parafusos usuais apresentam características físicas: parafusos com ponta agulha (a), ponta broca(b), cabeça lenticular (c), cabeça sextavada (d), cabeça panela (e), cabeça trombeta (f), representados na figura 08.

Figura 8– Tipos pontas parafusos



Fonte: Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 97).

Rodrigues (2006, p. 61), sugere, resumidamente, a aplicação de parafusos autobrocantes estruturais sextavados em ligações entre perfis.

A CenterSteel (2019, p.8), descreve que os parafusos, rebites e chumbadores, necessitam atender as solicitações da estrutura, resistindo aos cisalhamentos.

Após definidos os materiais usuais na construção de lajes secas no Sistema Light Steel Frame, serão apresentados no próximo tópico, o seu método construtivo usual.

2.3.4.2 Método construtivo

As vigas de piso que compõem a laje são apoiadas nos montantes, alinhando a estrutura através das almas, de acordo com Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 56).

Para que as cargas atuantes sobre as lajes transfiram de forma apropriada para os montantes e fundação, deve-se sempre atentar para uma execução fidedigna ao projeto estrutural e forma de fixação correta das vigas, conforme Scharff (1996), citado por Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 58).

Para Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 58), quando as vigas das lajes não se alinharem com o painel, coloca-se uma viga composta responsável pela transmissão das cargas para os montantes.

A altura total da laje se dá pela altura do perfil mais o do contrapiso e fatores estruturais e arquitetônicos são os responsáveis pela definição do tipo de perfil utilizado em cada laje. São recomendados perfis Ue com alma de altura 200mm para lajes residenciais com vãos até 4 metros. Quando o vão é maior, recomenda-se o reforço das vigas de piso com outros perfis formando vigas tipo caixa, ou até mesmo, apoiar as vigas em uma viga principal, conforme Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 58).

Para as instalações elétricas e hidráulicas, Santiago, Freitas e Crasto (2012), esclarecem:

Para a passagem das instalações pelos perfis de Light Steel Framing, tanto nos montantes das paredes quanto nas vigas das lajes secas, devem existir furos nas almas dos perfis Ue. Esses furos são executados conforme os parâmetros da NBR 15253, que estabelece que os furos podem existir nos perfis, desde que devidamente considerados no dimensionamento estrutural. SANTIAGO, FREITAS E CRASTO (2012, p.108).

No material didático do curso LSF, a Center Steel (2019, p. 22) explica que os painéis devem ser fixados entre si com parafusos sextavados ou flageados com espaçamento de 15 cm e em forma de zigue-zague.

Santiago, Freitas e Crasto (2012, p. 55), aconselham a instalação de lã de vidro entre as vigas e uma manta de polietileno expandido entre o contrapiso e a estrutura, a fim de ter menor impacto acústico de um pavimento para outro ao se utilizar a laje de piso.

Após a montagem do esqueleto estrutural, de acordo com CenterSteel (2019, p. 31), as placas de contrapiso devem ser fixadas na estrutura apoiando as quatro bordas e sempre posicionadas no sentido de maior resistência do painel, ou seja, transversalmente às vigas de piso.

Para a construção de lajes secas são utilizadas usualmente chapas OSB de espessura de 18,3 mm e essas, são fixadas às vigas de piso com parafusos 4,2x32 ponta broca sem asa, com espaçamento máximo de 20 cm, conforme CenterSteel (2019, p.23).

Para garantir que a madeira não danifique devido a dilatação, deve-se deixar um espaçamento mínimo de 3 mm entre as chapas e 10 mm das extremidades dos painéis, sendo parafusadas/pregadas a cada 15 cm no perímetro do painel e 30 cm nos apoios intermediários, explicado pela CenterSteel (2019, p. 31).

Após as definições das lajes em estudo, os próximos tópicos apresentarão os requisitos e verificações utilizadas nos projetos para dimensionamento de ambos os métodos.

2.4 Dimensionamento de laje pré-fabricada nervurada treliçada de concreto armado

O dimensionamento estrutural é de suma importância para o conhecimento do comportamento da estrutura, para que seja executada de forma efetiva, buscando usar todas as propriedades elementares disponíveis a favor da segurança e funcionalidade, evitando-se gastos desnecessários.

Neste tópico serão descritos os requisitos básicos normativos necessários para a realização do dimensionamento de lajes pré-fabricadas nervurada treliçada, com base nas bibliografias e normas técnicas brasileiras principais para tal tipo de estrutura, como a ABNT 6114:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento; ABNT NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações; ABNT NBR 14859 1: 2016 – Lajes Pré-Fabricadas de Concreto Parte 1: Vigotas, Mini painéis e Painéis – Requisitos.

2.4.1 Métodos de dimensionamento

Neste tópico serão definidos dois métodos de cálculo utilizados no dimensionamento de estruturas de concreto armado e alguns parâmetros necessários para o dimensionamento de forma a garantir a segurança.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p. 47), há dois métodos de cálculo para estruturas de concreto armado que são:

a) Método clássico ou das tensões admissíveis: onde se verifica as cargas máximas, força cortante, normal, momento fletor, e tensões máximas, de forma que haja uma suposição de que os materiais estão em comportamento elástico e assim as tensões máximas se limitam às tensões admissíveis.

Porém, esse método gera algumas restrições, como possível superdimensionamento, pelo fato dos valores serem fixos, as grandezas são empregadas com valores máximos; mau uso dos materiais por não considerá-los também no estado plástico; não há informação sobre a capacidade da estrutura a receber mais carga durante sua vida útil; às vezes as ações e solicitações não apresentam proporcionalidade e com isso pode haver aumento pequeno das ações, provocando grande aumento nas solicitações (vice-versa).

b) Método na ruptura ou dos estados limites: a segurança da estrutura é garantida de forma que as cargas de solicitação de cálculo (cargas majoradas) sejam menores que as últimas solicitações que levariam a estrutura a atingir seu limite último (ruptura) e os materiais apresentam suas resistências características minoradas. Portanto, os valores de cálculo dos esforços resistentes devem ser maiores ou iguais aos valores de cálculos dos esforços solicitantes ($R_d \geq S_d$).

2.4.2 Modelos de cálculo

Para Carvalho e Figueiredo (2017, p. 81), o modelo de cálculo pela grelha equivalente discretiza um pavimento composto por lajes e vigas, de forma ortogonal, sendo capazes de resistir aos esforços de torção e flexão. A malha da grelha é apresentada com numeração nos nós e dos elementos.

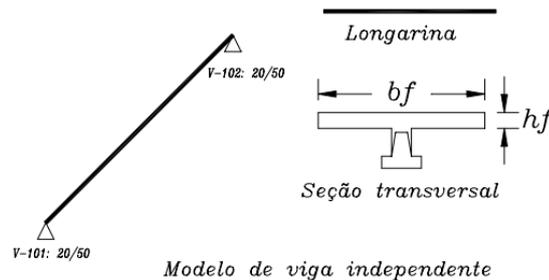
Para Flório (2004, p. 49), o modelo de cálculo pela grelha equivalente, as lajes com vigotas unidirecionais podem-se considerar as nervuras longitudinais como vigas “T” e na direção transversal, a capa é representada por uma barra tipo placa formada de largura igual ao espaçamento da malha.

Outro modelo de cálculo utilizado é o das vigas independentes, onde Carvalho e Figueiredo (2017, p. 79) descrevem que as lajes pré-fabricadas unidirecionais são aquelas que a disposição das nervuras se encontra em uma só direção, normalmente, na de menor vão e apoiadas em suas extremidades. Desta forma, as vigas que recebem essas nervuras são as que mais recebem as cargas.

Por isso, Carvalho e Figueiredo (2017, p. 79, 80) realizaram uma análise sobre o comportamento estrutural de lajes pré-fabricadas, maciças, e os elementos independentes e dizem que esse estudo caracteriza o sistema estrutural, onde os esforços internos e estados de deslocamentos são comparados, a fim de identificar um processo de cálculo fácil, seguro e com valores próximos aos reais.

Flório (2004, p. 59), descreve o resultado deste estudo como sendo viável a utilização de cálculo de lajes unidirecionais nervuradas pré-moldadas, como vigas independentes, sendo um método matemático onde a laje comporta como um conjunto de vigas que trabalham independentes, representado na figura 09.

Figura 9 – Exemplo Esquema de vigas independentes



Fonte: Flório, 2004, p. 59.

2.4.3 Características de resistência de cálculo para concreto e aço

Para se efetuar os cálculos pelo método dos estados limites, é necessário obter os valores de cálculo. Para isso, a ABNT NBR 6118:2014, estabelece coeficientes de majoração e ponderação que serão usados.

A ABNT 6118, (2014) determina que:

Os valores característicos f_k das resistências são os que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup}$, cujo valor é maior que f_m . Para os efeitos desta Norma, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5 % de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 70).

Deste modo, pode-se obter o valor da resistência de cálculo através da equação abaixo, conforme a ABNT NBR (2014, p.70).

$$f_c = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (14)$$

Para o estado limite de serviço, utiliza-se o coeficiente de minoração $\gamma_m = 1,0$, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 72).

Para o estado último tem-se a tabela 04 com a representação dos coeficientes de ponderação usuais para o concreto e aço, conforme a ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 4 – Coeficientes γ_c, γ_s .

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 71 (adaptada).

Desta forma, tem-se as seguintes equações para obtenção das resistências de cálculo usuais, do concreto e do aço, para o concreto armado no estado limite último, de acordo com Carvalho e Figueiredo (2017, p. 52).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (15)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (16)$$

A ABNT NBR 6118 (2014), ainda explica sobre as tensões resistentes de cálculos, da seguinte forma:

As tensões resistentes de cálculo σ_{Rd} ou τ_{Rd} são estabelecidas para a determinação das solicitações resistentes de cálculo que não dependam diretamente das resistências medidas convencionalmente em ensaios de corpos de prova padronizados dos materiais empregados. Os valores de σ_{Rd} e τ_{Rd} são estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 70).

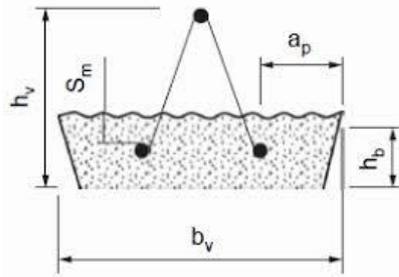
2.4.4 Características geométricas

Torna-se necessário a obtenção das características geométricas dos elementos, separados e em conjunto, na composição das lajes nervuradas, possibilitando o dimensionamento e suas devidas verificações.

2.4.4.1 Dimensões da vigota treliçada

A ABNT NBR 14859-1 (2016, p. 4), define as dimensões, em milímetro, das vigotas treliçadas, conforme figura 10:

Figura 10-Vigota Trelaçada (VT)



Fonte: ABNT NBR 14859-1 (2016, p.4).

Onde:

Largura mínima (b_v) = 130 ± 5 ;

Altura mínima (h_v) = 75 ± 2 ;

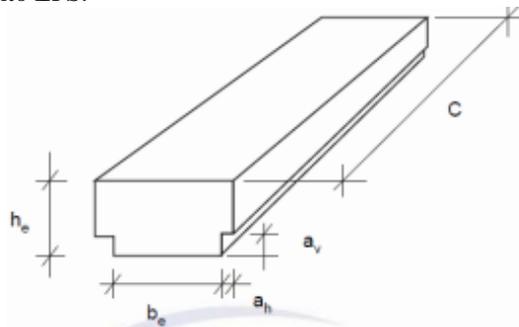
Largura mínima do apoio (a_p) = 15 ± 1 ;

Altura mínima do apoio (h_b) = 30 ± 1 .

2.4.4.2 Dimensões materiais de enchimento

A ABNT NBR 14859-2 (2016, p. 3), apresenta o EPS, um dos elementos de enchimento de lajes nervuradas, representado na figura 11.

Figura 11 – Material de enchimento EPS.



Fonte: ABNT NBR 14859-2, 2016, p. 3.

Onde:

h_e = altura do material de enchimento;

b_e = largura do material de enchimento;

a_h = encaixe horizontal;

a_v = encaixe vertical;

C = comprimento.

A ABNT NBR 14859-2 (2016, p. 7, 8 e 9), ainda apresenta as dimensões, adotadas no EPS, aplicando os mesmos requisitos de altura das lajotas cerâmicas:

- a) h_e valores de (60, 70, 80, 100, 120, 160) mm com variação ± 3 mm; (200, 240, 290) mm com variação de ± 4 mm;
- b) b_e valores de (270, 300, 320, 370) mm com variação ± 3 mm; (400) mm com variação ± 4 mm; (470, 500) mm com variação de ± 5 mm;
- c) C valores múltiplo de 100 mm com variação ± 3 mm;
- d) a_h valor de 15 mm com variação $+ 3$ mm;
- e) a_v valor de 30 mm com variação ± 2 mm.

2.4.4.3 Vão efetivo

Para fins de cálculo, Carvalho e Figueiredo (2017, p. 102), em laje pré-moldada considerada como vigas isoladas, as ações das lajes sobre as vigas de contorno devem-se também considerar as que estão paralelas às nervuras.

As nervuras são dispostas na menor direção da laje (ℓ_x), ou seja, a que apresenta menor vão, conforme Carvalho e Figueiredo (2017, p. 103).

Para se calcular o vão efetivo das lajes que são apoiadas de forma rígida em relação a translação vertical, usa-se a equação abaixo, conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 95).

$$\ell_{ef} = \ell_0 + a_1 + a_2 \quad (17)$$

Onde:

ℓ_{ef} = vão efetivo;

ℓ_0 = vão de face a face entre dois apoios;

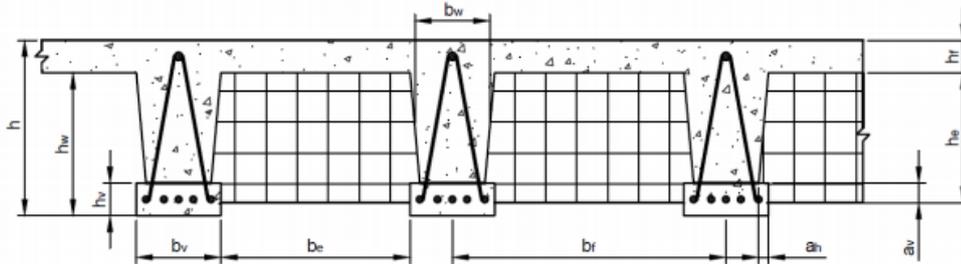
a_1 e a_2 = espessura dos apoios dividido por dois.

2.4.4.4 Largura colaborante

Segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p. 147), quando a viga que contorna a laje sofre algum tipo de deformação, parte da laje também adjacente a ela também sofre, pois trabalham em conjunto. Por isso, pode-se considerar que a viga incorpora parte da laje passando a ter seção transversal “T”.

Machado (2017, p. 28), representa corte transversal de uma laje nervurada treliçada e as respectivas dimensões que devem ser consideradas. Veja na figura 12:

Figura 12 – Seção transversal de uma laje treliçada



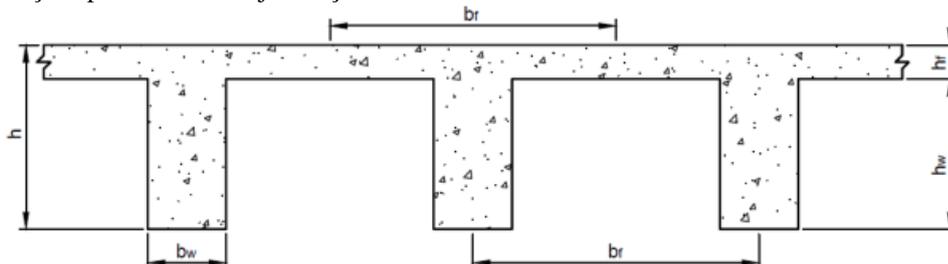
Fonte: Machado, 2017, p. 28.

Onde:

- b_v = largura da base de concreto da vigota;
- a_h = encaixe horizontal do elemento de enchimento;
- b_e = largura do elemento de enchimento;
- b_f = distância do intoreixo;
- b_w = largura média da seção;
- a_v = encaixe vertical do elemento de enchimento;
- h_e = altura do elemento de enchimento;
- h_f = altura da capa de concreto moldado no local;
- h_w = altura da alma da seção;
- h_v = altura da base de concreto da vigota;
- h = altura total da laje.

Na figura 13, Machado (2017, p. 29), representa a seção transversal aproximada, considerando como “T”.

Figura 13 – Seção aproximada da laje treliçada

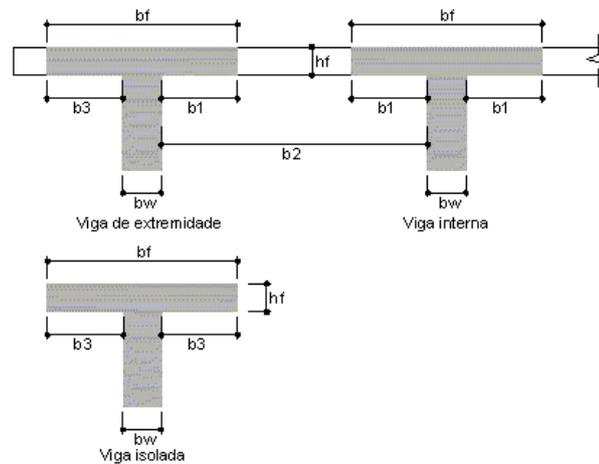


Fonte: Machado, 2017, p. 29.

O valor da largura colaborante (b_f), deve ser obtido através do valor de b_w mais 10% de a , de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). O valor de a é igual a ℓ para vigas apoiadas; $0,75x\ell$ para tramo com momento em uma só extremidade;

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 88) ainda define que em vigas contínuas, pode-se calcular uma única largura colaborante para todas as seções, desde que respeitem os valores de b_1 e b_3 , representados na imagem 14.

Figura 14 – Largura colaborante



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 88 (adaptada).

Então, o valor de b_f se limita de acordo com a seguinte expressão:

$$b_f \leq b_w + 2 \times b_3 \quad (18)$$

$$(19)$$

$$b_1 \leq \{0,10 \times a \text{ ou } 0,5 \times b_2 \quad (20)$$

$$b_2 = b_e + a_h + a_h \quad (21)$$

$$b_w = b_v - a_h - a_h$$

2.4.4.5 Altura da laje e altura útil

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 98), define que a altura final da laje (h) será a soma das alturas do material de enchimento com a espessura da capa de concreto.

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 74), define que a espessura da mesa deve ser maior ou igual a $1/5$ da distância de face a face das nervuras, não sendo menor que 4 cm, quando há tubulações instaladas horizontalmente. Quando há tubulações embutidas com diâmetro até 10

mm, o valor mínimo da espessura da mesa é de 5 cm e com tubulações com diâmetro maior que 10 mm, a espessura da mesa deve ser 4cm + diâmetro da tubulação, ou 4cm + 2 x diâmetro, quando tiver cruzamento de tubulações.

Define-se que a altura útil da seção (d), é distância entre a borda comprimida e o centro de gravidade da armadura de tração, conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 136) e (d') é distância entre o eixo da armadura de compressão até face mais próxima do elemento estrutural, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 118). Desta maneira, têm-se as expressões:

$$d = h - d' \quad (22)$$

$$d' = \text{cobrimento} + \frac{s_l}{2} \quad (23)$$

2.4.5 Carregamentos

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 94), descreve que as ações verticais atuantes nas lajes são carga acidental (q), carga permanente de peso próprio (g_1), carga permanente de revestimento do forro e pisos (g_2).

Em que:

q (kN/m²) = conforme tabela 10, da ABNT NBR 6120 (2019, p. 21).

$$g_1 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = \frac{(A_{\text{bloco}} \times c_e \times \gamma_{\text{bloco}} + A_{\text{concreto}} \times c_e \times \gamma_{\text{concreto}})}{(b_e + b_v) \times c_e} \quad (24)$$

Onde:

$$A_{\text{bloco}} (\text{m}^2) = \left[\frac{(h_e - a_v)}{2} \times a_h \times 2 \right] + b_e \times h_e \quad (25)$$

$$V_{\text{bloco}} (\text{m}^3) = A_{\text{bloco}} \times c_e \quad (26)$$

$$\gamma_{\text{bloco}} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = \frac{m \times g}{V_{\text{bloco}}} \quad (27)$$

$$A_{\text{concreto}}(\text{m}^2) = (b_v + b_e) \times (h_e + \text{capa}) - A_{\text{bloco}} \quad (28)$$

$$g_2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = \text{esp}_{\text{regularização}} \times \gamma_{\text{argamassa}} + \text{esp}_{\text{revest}} \times \gamma_{\text{revest}} \quad (29)$$

Desta forma, o peso total da laje é:

$$P \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = g_1 + g_2 + q \quad (30)$$

Para obter o valor de carga em cada nervura, usa-se a seguinte equação:

$$q_{\text{nervura}} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}_{\text{nervura}}} \right) = P \times \frac{b_f}{100} \quad (31)$$

2.4.6 Reações nas vigas

Para saber quanto cada viga recebe de carregamento, é necessário fazer o cálculo do peso para P_{vx} e P_{vy} que são efetuados em relação à posição das nervuras, conforme explica Carvalho e Figueiredo (2017, p. 89).

Para ações nas vigas perpendiculares às nervuras:

$$P_{vy} = \frac{(58 + 17 \times \lambda) \times P \times \ell_x}{200} \quad (32)$$

Para ações nas vigas paralelas às nervuras:

$$P_{vx} = \frac{(42 - 17 \times \lambda) \times P \times \ell_y}{200} \quad (33)$$

De forma que o λ é a relação entre o vão perpendicular às nervuras e o vão paralelo à elas. Conforme equação abaixo.

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} \quad (34)$$

2.4.7 Estado limite último (ELU)

2.4.7.1 Combinação

As combinações para o estado limite último se dão através da majoração dos carregamentos, a favor da segurança.

De acordo com a tabela 11.3 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 67), a combinação última normal considerando esgotamento da capacidade resistente, se equaciona da seguinte forma:

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \times F_{\varepsilon gk} + \gamma_g \times (f_{q1k} + \sum \psi_{0j} \times F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \times \psi_{0\varepsilon} \times F_{\varepsilon qk} \quad (35)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ coeficientes de majoração;

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ coeficientes de ponderação.

Como nas lajes se considera como carregamentos as ações permanentes e variável acidental, pode-se simplificar a equação em:

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_q \times F_{qk} \quad (36)$$

Para determinação das ações últimas no ELU, os coeficientes de majoração podem ser obtidos através da tabela 05.

Tabela 5 – Coeficientes de majoração das ações

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,20	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde

D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 65 (adaptada).

2.4.7.2 Momento Fletor

Após obter o valor da carga na nervura, pode-se calcular o momento fletor de cálculo, que é o momento máximo atuante na seção, com majoração das ações.

$$M_d = \frac{q_{nervura} \times \gamma_q \times \ell^2}{8} \quad (37)$$

Onde:

M_d (kN.cm) = momento de cálculo;

$q_{nervura}$ = carregamento em cada nervura;

γ_q = Tabela 5 – Coeficientes de majoração das ações;

ℓ = valor do vão na direção paralela as nervuras.

2.4.7.3 Valores KMD, KX, KZ

O valor de KMD, pode ser encontrada pela equação abaixo, de acordo com Carvalho e Figueiredo (2017, p. 140).

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \times d^2 \times f_{cd}} \quad (38)$$

Quando se relaciona a posição da linha neutra e a altura útil da laje pode-se determinar o valor de KX e a partir deste valor, é possível adquirir o valor do braço de alavanca (KZ).

$$x = \frac{0,68 \times d \pm \sqrt{(0,68 \times d)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{M_d}{b_f \times f_{cd}}\right)}}{0,544} \quad (39)$$

(40)

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times KX \quad (41)$$

2.4.7.4 Verificação da linha neutra

Para a ABNT NBR 6118 (2014, p. 91), a capacidade de rotação dos elementos estruturais está relacionada à posição da linha neutra, no estado limite último. E por isso, nas lajes devem respeitar o limite de profundidade de tal forma que:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{MPa};$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,35 \text{ para } f_{ck} \text{ 50MPa a 90MPa.}$$

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 148), explica que quando a linha neutra passa pela alma a seção será considerada como “T” e quando passa na mesa, pode-se considerar seção retangular. Desta maneira, considerando a linha neutra na mesa, faz-se a verificação em que $y \leq h_f$.

Para ter o posicionamento da linha neutra (y), faz uso da expressão a seguir:

$$y = KX \times d \times 0,8 \quad (42)$$

2.4.7.5 Armadura longitudinal

Para o cálculo da área de aço necessária para armadura longitudinal usa-se a seguinte expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \times d \times f_{yd}} \quad (43)$$

É importante ressaltar que a área de aço efetiva deve ser a maior entre a $A_{s\text{calculada}}$ e $A_{s\text{mínima}}$. Desta forma, deve-se verificar o valor da $A_{s\text{mínima}}$.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,15}{100} \times b_w \times h \quad (44)$$

As barras usuais para armaduras em estruturas de concreto armado apresentam características de acordo com o quadro da ABNT NBR 7480 (2007, p. 10), representadas no quadro 03.

Quadro 3– Características das barras

Diâmetro nominal ^a mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
Barras				
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

^a Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: ABNT NBR 7480, 2007, p. 10 (adaptado).

Para dimensionar as treliças, pode-se usar a tabela 06, que de representa as características dos fios Belgo Padronizados, conforme o Manual Técnico da Arcelor Mittal, onde:

- a) Modelo: TB = treliça belgo, altura e linhas (leve, média, reforçada e pesada);
- b) Designação: TR = treliça eletrossoldada (conforme ABNT NBR 14862-3:2017), altura, diâmetro(mm) do banzo superior, diagonais e inferiores.

Tabela 6 – Características das Treliças Belgo Padronizadas

Especificações do Produto

Modelo	Designação	Altura (h) (mm)	Composição/Fios			Peso Linear (kg/m)
			Superior (ø S)	Diagonal (ø D)	Inferior (ø I)	
TB 8L	TR 8644	80	6,0	4,2	4,2	0,735
TB 8M	TR 8645	80	6,0	4,2	5,0	0,825
TB 12M	TR 12645	120	6,0	4,2	5,0	0,886
TB 12R	TR 12646	120	6,0	4,2	6,0	1,016
TB 16L	TR 16745	160	7,0	4,2	5,0	1,032
TB 16R	TR 16746	160	7,0	4,2	6,0	1,168
TB 20 L	TR 20745	200	7,0	4,2	5,0	1,111
TB 20R	TR 20756	200	7,0	5,0	6,0	1,446
TB 25M	TR 25856	250	8,0	5,0	6,0	1,686
TB 25R	TR 25858	250	8,0	5,0	8,0	2,024
TB 30M	TR 30856	300	8,0	5,0	6,0	1,823
TR 30R	TR 30858	300	8,0	5,0	8,0	2,168

Comprimento: 8,10 e 12 m. Outras dimensões sob consulta.

Fonte: Arcelor Mittal.

2.4.7.6 Verificação ao cisalhamento

Segunda a ABNT NBR (2014, p. 158), as lajes nervuradas podem dispensar o uso de armadura transversal, que resistem as forças de tração resultante da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância d da face do apoio, obedecer à expressão:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (45)$$

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 93), explica que “no caso das nervuras com armadura treliçada, embora as diagonais laterais possam contribuir na resistência ao cisalhamento, não é usual contar com essa colaboração”.

Portanto, para a verificação usa-se as seguintes expressões, conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 159):

$$V_{rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1)] \times b_w \times d \quad (46)$$

De forma que:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (47)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (48)$$

Onde:

A_{s1} é a área da armadura de longitudinal total de todas as nervuras existentes no trecho considerado;

d é a altura útil das nervuras;

b_w é a soma das larguras das nervuras no trecho considerado, usual usar uma faixa de largura igual a 1m;

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = 1$;

— para os demais casos: $k = | 1,6 - d |$, não menor que $| 1 |$, com d em metros;

2.4.8 Estado limite de serviço (ELS)

De acordo com a ABNT NBR 6118(2014,p. 79), devido à variabilidade da estrutura e ao valor baixo de resistência à tração, é inevitável que elementos de estruturas de concreto armado sofram fissuração, onde a abertura máxima é de 0,4 mm e a mínima 0,2 mm, em estruturas sob ações de combinação frequentes, não apresentam preocupação na corrosão de armaduras passivas, mas para ativas sim, devendo diminuir esses limites de abertura.

De modo geral, as aberturas que respeitam os limites estabelecidos pela norma, projetadas e executadas de forma efetiva, não apresentam perda de durabilidade ou de segurança quanto aos estados limites último.

Para a verificação da estrutura conforme o estado limite de serviço, faz-se verificação nos estádios I e II, sendo estado limite de serviço de formação de fissuras e o estado limite de deformação excessiva.

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 185), explica que para verificação dos estados limites de deformação devem-se analisar as combinações das ações, características geométricas, efeitos da fissuração e fluência e as flechas limites.

2.4.8.1 Combinação

Segundo a ABNT NBR 6118(2014, p. 68), as combinações quase permanentes são aquelas que atuam durante grande parte e a frequente são aquelas que repetem muitas vezes durante a vida útil da estrutura. Desta forma, a Norma determina que para a verificação das deformações excessivas e de aberturas de fissuras, devem ser consideradas, respectivamente, as combinações quase permanente e frequente.

$$F_{d,s(cqp)} = \sum F_{gk} + \psi_{2j} \times F_{qik} \quad (49)$$

$$F_{d,s(freq.)} = \sum F_{gk} + \psi_{1j} \times F_{qik} \quad (50)$$

Onde:

F_{gk} = valor característico das cargas permanentes;

$\Psi_{1j} = 0,6$, coeficiente de ponderação conforme tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014;

$\Psi_{2j} = 0,4$, coeficiente de ponderação conforme tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014;

F_{qk} = valor característico das cargas variáveis.

2.4.8.2 Características geométricas no estágio I e II

a) Estádio I

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2017, p.194), para iniciar um detalhamento estrutural de concreto armado, define-se as dimensões, as ações e posteriormente, os esforços solicitantes.

Neste caso, as expressões para as características geométricas de seções “T”, são:

a.1) Área da seção geométrica (A_g):

$$A_g = (b_f - b_w) \times h_f + b_w \times h \quad (51)$$

a.2) Centro de gravidade:

$$Y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) \times \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \times \frac{h^2}{2}}{A_g} \quad (52)$$

a.3) Momento de inércia a flexão:

$$I_g = \frac{(b_f - b_w) \times h_f^3}{12} + \frac{b_w \times h^3}{12} + (b_f - b_w) \times h_f \times \left(Y_{cg} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \times h \times \left(Y_{cg} - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (53)$$

b) Estádio II puro

No Estádio II puro o momento fletor que atua na seção é maior que o momento de fissuração, até que inicie o escoamento da armadura e/ou a plastificação do concreto comprimido, conforme Carvalho e Figueiredo (2017, p. 196).

Carvalho e Figueiredo (2017, p. 195) ainda explicam que as tensões de tração abaixo da linha neutra, normalmente, apresentarão valores maiores que a resistência característica do concreto à tração (f_{tk}).

Então, obtém-se o posicionamento da linha neutra no estágio II (x_{II}) e posteriormente o cálculo do momento de inércia ($I_{x,II0}$).

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1} \quad (54)$$

Considerando que $A'_s = 0$, conforme Carvalho e Figueiredo (2014, p. 197). Desta forma, têm-se as equações simplificadas para os fatores a_1 , a_2 , a_3 e para o momento de inércia no estágio II ($I_{x,II0}$).

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (55)$$

$$a_2 = h_f \times (b_f - b_w) + (\alpha_e \times A_s) \quad (56)$$

$$a_3 = -d \times \alpha_e \times A_s - \frac{h_f^2}{2} \times (b_f - b_w) \quad (57)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (58)$$

$$I_{x,II0} = (b_f \times x_{II}^3)/3 + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 \quad (59)$$

2.4.8.3 Momento ativo e momento de fissuração

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 125), “Para determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado-limite de formação de fissuras e o $f_{ct,m}$ no estado-limite de deformação excessiva”.

Os valores de $f_{ctk,inf}$ e $f_{ct,m}$ são obtido, respectivamente, através das equações (3) e (5).

a) Momento ativo:

$$M_a = \frac{q \times \ell^2}{8} \quad (60)$$

b) Momento de fissuração:

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 124), “nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{Y_t} \quad (61)$$

Onde:

α é o coeficiente que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, = 1,2 para seção “T”;

Y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada, desta forma $Y_t = h - Y_{cg}$;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração direta do concreto, conforme equação (5) .

Desta forma, é possível fazer a seguinte verificação:

$$M_a < M_r \rightarrow \text{Sem fissuração, Ok!} \quad (62)$$

2.4.8.4 Verificação da abertura de fissura

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 79), quando o elemento estrutural apresentar fissuração, deve-se verificar a abertura de tal fissura, de forma que não ultrapasse a abertura limite.

A Norma, ainda determina o limite da abertura de fissura (w_k) entre 0,2 a 0,4mm, variando conforme a classe de agressividade ambiental.

Desta forma, para estruturas de concreto armado tem-se os seguintes valores limite:

- CAA I $\leq 0,4$ mm;
- CAA II e III $\leq 0,3$ mm;
- CAA IV $\leq 0,2$ mm.

Para obter o valor da abertura de fissura do elemento estrutural, é utilizado a seguinte situação, conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 128).

$$W_k \leq \begin{cases} \frac{\phi}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\phi}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (63)$$

Onde:

σ_{si} , ϕ , E_{si} , ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame;

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ ;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ ;

ϕ é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

η_i , conforme a Norma tem valor de 1,0 para CA25; 1,4 para CA60; 2,25 para CA50.

As seguintes equação são utilizadas para determinação dos valores de σ_{si} e ρ_{ri} :

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha \times M_{c, freq} \times (d - x_{II})}{I_{x, I0}} \quad (64)$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_S}{A_{cri}} = \frac{A_{s, efet.}}{b_w \times \left(d' + 7,5 \times \frac{\phi}{10} \right)} \quad (65)$$

2.4.8.5 Flecha imediata

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 176) explica que “para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada a seguir”:

$$(E \times I)_{eq,t_0} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\} \leq E_{cs} \times I_c \quad (66)$$

Onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto, obtido pela equação (9).

Após obter o valor da rigidez equivalente, pode-se calcular a flecha imediata (tempo zero) (a):

$$a = \frac{\alpha_c \times p \times \ell^4}{(E \times I)_{eq}} \quad (67)$$

Onde:

α_c é o coeficiente determinante da condição estática e do tipo de ação atuante. No caso de vigas simplesmente apoiadas e com cargas distribuídas, $\alpha_c=5/384$.

2.4.8.6 Flecha diferida no tempo

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 126), a flecha diferida no tempo é determinada conforme as equações abaixo.

$$\alpha_f = \Delta \xi \quad (68)$$

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (69)$$

Onde:

ξ é um coeficiente função do tempo, sendo:

$$\xi(t) = 0,68 \times 0,966^t \times t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses;}$$

t = tempo de cura do concreto em meses.

2.4.8.7 Verificação da flecha

Através da flecha imediata e da flecha diferida no tempo, é possível obter a flecha total pela equação abaixo.

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \times (1 + \alpha_f) \quad (70)$$

Para a verificação, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 77) estabelece um limite para a flecha para deslocamentos de até $l/250$, sendo l o vão paralelo as nervuras.

Caso a flecha obtida não atenda a verificação da flecha limite, pode-se adotar uma contraflecha na estrutura, desde que não ultrapasse o valor da contraflecha limite de $l/350$. Devendo ser verificada, também, através da flecha imediata pelo peso próprio.

2.4.9 Quantitativo de materiais

2.4.9.1 Quantitativo de material de enchimento, concreto e longarinas

Os quantitativos dos materiais de enchimento, concreto e longarinas, podem ser determinados através das equações abaixo.

Material de enchimento:

$$N^{\circ}_{\text{bloco}} = \frac{A_{\text{laje}}}{b_f \times ce} \quad (71)$$

$$\text{Consumo}_{\text{concreto}} = \frac{A_{\text{concreto}}}{b_f} \times A_{\text{laje}} \quad (72)$$

$$L_{\text{totallongarinas}} = (\ell_x + 1) \times N_{\text{longarinas}}^{\circ} \quad (73)$$

$$N_{\text{longarinas}}^{\circ} = \frac{\ell_y}{b_f} + 1 \quad (74)$$

2.4.9.2 Quantitativo de aços

a) Armadura longitudinal adicional:

Para a ABNT NBR 6118 (2014, p. 143), “na zona tracionada pela flexão, a armadura de torção deve ser acrescentada à armadura necessária para solicitações normais, considerando-se em cada seção os esforços que agem concomitantemente”.

$$\text{Consumo}_{\text{adicional}} = L_{\text{longarinas}} \times N_{\text{longarinas}}^{\circ} \times N_{\text{adicional}}^{\circ} \times \text{peso}_{\text{barra}} \quad (75)$$

b) Armadura da Treliça:

$$\text{Consumo}_{\text{treliça}} = L_{\text{longarinas}} \times N_{\text{longarinas}}^{\circ} \times \text{peso}_{\text{barra}} \quad (76)$$

c) Armadura de borda:

Nos apoios de lajes que não apresentem continuidade com planos de lajes adjacentes e que ligam com os elementos de apoio, deve-se colocar armadura negativa de borda, da qual, deve se estender até 0,15 do menor vão laje a partir da face do apoio, conforme a ABNT NBR 6118 (2014, p. 157).

$$N_{\text{borda}_{\ell_x}}^{\circ} = \frac{\ell_x}{S} \times \text{borda}_{\ell_x} \quad (77)$$

$$N_{\text{borda}_{\ell_y}}^{\circ} = \frac{\ell_y}{S} \times \text{borda}_{\ell_y} \quad (78)$$

$$L_{\text{borda}_{\ell_x}} = (0,15 \times \ell_x) + 0,5 \quad (79)$$

$$L_{\text{borda}_{\ell_y}} = (0,15 \times \ell_y) + 0,5 \quad (80)$$

$$\text{Consumo}_{\text{borda}} = (N_{\text{borda}_{\ell_x}}^{\circ} \times L_{\text{borda}_{\ell_x}} + N_{\text{borda}_{\ell_y}}^{\circ} \times L_{\text{borda}_{\ell_y}}) \times \text{peso}_{\text{barra}} \quad (81)$$

d) Armadura de continuidade:

$$L_{\text{continuidade}} = 0,25 \times \ell \times 2 + \ell_{\text{ancoragem}} \times 2 \quad (82)$$

$$N^{\circ}_{\text{continuidade}} = \frac{\ell}{b_f} + 1 \quad (83)$$

$$\text{Consumo}_{\text{continuidade}} = L_{\text{continuidade}} \times N^{\circ}_{\text{continuidade}} \times \text{peso}_{\text{barra}} \quad (84)$$

e) Armadura de distribuição:

A ABNT NBR 6118 (2014,p. 191), explica que deve haver uma armadura positiva adicional, em forma de malha armada nas duas direções, a fim de controlar a fissuração.

$$N^{\circ}_{\text{distribuição}_x} = \frac{\ell_y}{S} + 0,5 \quad (85)$$

$$N^{\circ}_{\text{distribuição}_y} = \frac{\ell_x}{S} + 0,5 \quad (86)$$

$$\text{Consumo}_{\text{distribuição}} = (N^{\circ}_{\text{distribuição}_x} \times \ell_y + N^{\circ}_{\text{distribuição}_y} \times \ell_x) \times \text{peso}_{\text{barra}} \quad (87)$$

2.5 Dimensionamento de laje light steel frame – seca

Para o dimensionamento da laje de modelo seco do sistema Light Steel Frame, serão adotados os requisitos presentes na ABNT NBR 14762:2010 e com auxílio de Normas Brasileiras relacionadas como a ABNT NBR 15253:2014 e ABNT NBR 6355:2012, bem como o auxílio de manuais técnicos do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA).

2.5.1 Métodos de cálculo

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 24 e 25), os métodos de dimensionamento das barras podem ser:

a) método da largura efetiva (MLE): de forma que a flambagem local é considerada através das geometrias efetivas, ou seja, reduzidas, da seção transversal das barras, originadas das larguras

efetivas dimensionadas para os elementos que apresentam compressão total ou parcial. Deve-se considerar, também, a flambagem distorcional para barras comprimidas e flexionadas;

b) método da seção efetiva (MSE): de forma que a flambagem local é considerada através das geometrias efetivas, ou seja, reduzidas, da seção transversal das barras, dimensionadas diretamente para barras que apresentam compressão e flexão. Deve-se considerar, também, a flambagem distorcional para barras comprimidas e flexionadas;

c) método da resistência direta (MRD): baseado nas propriedades geométricas da seção bruta e na análise de forma geral da estabilidade elástica identificando, para cada situação, todas as formas de flambagem e seus respectivos esforços críticos. Podendo ser empregado para barras submetidas à força axial de compressão.

No anexo C, desta Norma, está discriminado o processo de cálculo e, também, determina que os esforços críticos sejam obtidos através de programas computacionais baseados na teoria da instabilidade elástica.

O artigo técnico do Portal Met@lica, Marinho, Pavan e Torrescasana (2010), descreve que o MSE pode ser uma alternativa do MLE, apresentando como principal diferença, que no MLE os calcula-se separadamente as características geométricas e larguras efetivas para cada parte do perfil (alma, mesa e aba enrijecida) e pelo MSE se calcula de forma conjunta as características geométricas e seções efetivas do perfil.

2.5.2 Características de resistência de cálculo do aço formado a frio

Para efetuar o dimensionamento das barras de aço, devem-se levar em conta as características resistentes de cálculo, conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 23).

Para a resistência de cálculo do aço, usa-se a expressão:

$$F_d = \frac{F_k}{\gamma_m} \quad (88)$$

De forma que o valor do coeficiente de ponderação γ_m no estado limite último é determinado de forma específica para cada situação e para o estado limite de serviço, não havendo necessidade de ponderar o valor da resistência característica ou nominal, admitindo então $\gamma_m=1,0$.

2.5.3 Características geométricas

Neste t3pico ser3o descritas as caracter3sticas geom3tricas dos componentes da laje importantes para o dimensionamento e quantitativo de material, como os perfis, placa OSB e parafusos.

2.5.3.1 Dimens3es dos perfis

Para a determina3o das dimens3es dos perfis usuais em estrutura Light Steel Framing, 3 necess3ria a an3lise da ABNT NBR 15253:2014, norma que expressa os requisitos b3sicos dos perfis formados a frio.

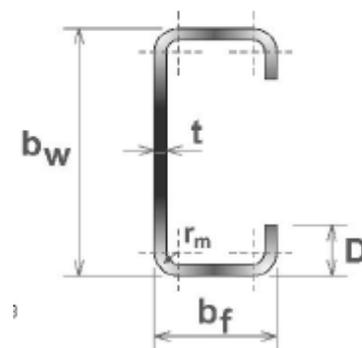
Desta maneira, observa-se que a ABNT NBR 15253 (2014, p. 10), exp3e as formas geom3tricas de perfis usuais na estrutura LSF e suas utiliza3es, conforme tabela 07 e figura 15.

Tabela 7– Tabela tipos e denomina3es de perfis comerciais

Tipo	Denomina3o	Utiliza3o
Guia	U	Composi3o de paredes, lajes secas, coberturas e revestimentos.
	Ue	Composi3o de paredes, lajes secas, coberturas e revestimentos (sistema de encaixes estampados).
Montante	M	Composi3o de paredes, lajes secas, coberturas e revestimentos.

Fonte: ABNT NBR 15253, 2014, p. 10 (adaptada).

Figura 15 – Forma geom3trica de perfil Ue



Fonte: ABNT NBR 15253, 2014, p. 10 (adaptada).

Para as vigas de piso, utilizadas nas lajes, s3o utilizados os perfis com se3o Ue, conforme apresentado na tabela acima.

As denomina3es dos tipos de perfis Ue, conforme suas caracter3sticas geom3tricas, est3o representadas na tabela do Anexo A, obtido atrav3s da ABNT NBR 15253 (2014, p. 24).

2.5.3.2 Dimensões das placas OSB

O material didático do Curso LSF da CenterSteel Engenharia (2019, p. 24), representa pelo quadro 04, as dimensões usuais de OSB e suas aplicações, conforme a norma americana PS-2/04 (Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels):

Quadro 4– Especificações das placas OSB

NORMAS			PS-2/04
ESPESSURA (MM)	DIMENSÃO (M)	PESO POR PAINEL (KG)	APLICAÇÃO
9,5	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	17,5 21,9	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 40 cm
11,1	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	20,4 25,6	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm
15,1	1,20 x 2,40	27,8	Paredes com perfis, espaçados a, no máximo, 60 cm. Telhados a, no máximo, 80 cm. Pisos e lajes secas a, no máximo, 40 cm
18,3*	1,20 x 2,40	33,7	Pisos e lajes secas com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm

* O LP OSB Home com espessura 18,3 mm possui a opção de bordas com encaixe macho-fêmea para aplicação em lajes secas e mezaninos.

Fonte: CenterSteel Engenharia (2019,p. 24).

2.5.3.3 Dimensões dos parafusos

Segundo Rodrigues (2006, p. 61), os parafusos mais usuais no LSF apresentam nomenclatura conforme o quadro 05, com suas respectivas dimensões.

Quadro 5– Dimensões dos parafusos

Cabeça	Bitola (#)	Descrição	Ponta (#)
Plana	8	8-18 x 5/8"	2
Hex	8	8-18 x 1/2"	2
		8-18 x 5/8"	
		8-18 x 3/4"	
		8-18 x 1"	
		8-18 x 1 1/2"	
		10-16 x 3/4"	
Hex	10	10-16 x 3/4" com	3
		10-16 x 1"	
		10-24 x 3/4"	
		10-24 x 1"	
Oval	10	10-16 x 3/4"	3
		10-16 x 1"	
		10-16 x 1 1/4"	

Fonte: Rodrigues, 2006, p. 61.

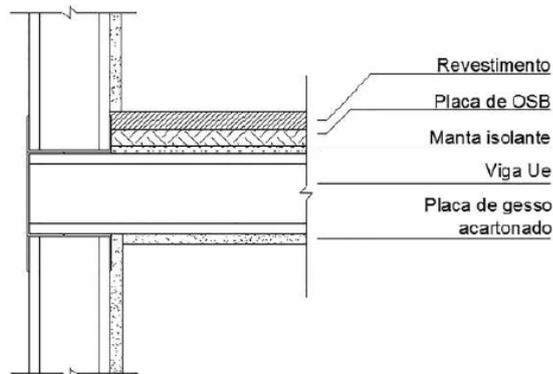
Pode-se descrever a nomenclatura conforme o seguinte exemplo: Parafuso 8-18 x 5/8" onde: Bitola = 8#; fio de rosca por polegada = 18; comprimento = 5/8".

2.5.4 Carregamentos

Para a determinação dos carregamentos, leva-se em conta o peso próprio da laje e as cargas variáveis.

As cargas permanentes são formadas pelo peso próprio da estrutura e dos elementos que compõem a laje. O peso próprio do perfil, é obtido pela tabela do Anexo A e para o cálculo das cargas permanentes (g_2), se considerar o peso específico dos materiais fixos e de revestimento utilizado na construção, conforme informado pela ABNT NBR 14672 (2010, p. 15). Veja na figura 16, a representação transversal da laje seca e seus componentes.

Figura 16 – Seção transversal laje seca.



Fonte: Rodrigues e Caldas, 2016, p. 176.

Para determinação da carga permanente (g_2), pode-se utilizar a expressão:

$$g_2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = (\text{esp}_{\text{OSB}} \times \gamma_{\text{OSB}} + \text{esp}_{\text{lãVidro}} \times \gamma_{\text{lãVidro}} + \text{esp}_{\text{gesso}} \times \gamma_{\text{gesso}} + \text{esp}_{\text{regularização}} \times \gamma_{\text{argamassa}} + \text{esp}_{\text{revest}} \times \gamma_{\text{revest}}) \times S_{\text{perfil}} \quad (89)$$

Segundo Rodrigues (2016, p. 106), o peso específico da lã de vidro é de $0,12 \text{ kN/m}^3$ e segundo a NBR 6120 (2019, p. 10), o da placa OSB é de $7,0 \text{ kN/m}^3$

Pela ABNT NBR 6120 (2019, p. 9), afirma-se que o peso específico do aço é de $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Da mesma forma que ocorre na determinação dos carregamentos de concreto armado, a sobrecarga pode ser obtida através dos valores correspondentes à utilização e tipo de estrutura, pela ABNT NBR 6120:2019.

2.5.5 Estado limite último (ELU)

Usualmente, as condições de segurança relativas aos estados-limites últimos (ELU), verificadas isoladamente devem apresentar os esforços resistentes de cálculo maior ou igual ao esforço atuante de cálculo, adquirido através das combinações últimas de ações, desta forma tem-se $R_d \geq S_d$, conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 14).

2.5.5.1 Combinações

A ABNT NBR 14762 (2010, p. 20), explica que para efetuar a combinação das ações deve-se levar em conta os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, podendo ser combinações últimas normais, especiais, de construção e excepcionais, de forma que neste trabalho será considerada uma estrutura de dimensionamento normal.

Pode-se definir e equacionar as combinações últimas normais, conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 20), como aquelas que decorrem de uso previsto pela estrutura considerando as ações de forma mais desfavorável para a segurança da estrutura. Portanto, para cada combinação incluem-se as ações permanentes, ação variável principal e as demais ações variáveis (secundárias), com seus valores reduzidos de combinação. Para isso, aplica-se a seguinte equação, simplificada, para cada combinação última normal:

$$F_d = \gamma_{gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_{q1} \times F_{Q1,k} + \gamma_{qj} \times \psi_{0j} \times F_{Qj,k} \quad (90)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = valores característicos das permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico para a ação variável principal;

$F_{Qj,k}$ = Valor característico para a ação variável secundária para a combinação;

$\gamma_{gi}, \gamma_{q1}, \gamma_{qj}$ = coeficientes de majoração das ações;

ψ_{0j} = coeficiente de ponderação das ações.

Os coeficientes de majoração e de ponderação das ações podem ser obtidos, respectivamente, conforme as tabelas 08 e 09.

Tabela 8 – Coeficientes de majoração das ações de combinações no ELU

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}	
	Diretas	Indiretas

	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (1,00)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (1,00)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
Ações variáveis (γ_g) ^{a d}						
	Efeito de temperatura^b	Ação do vento	Ações truncadas^e	Demais ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^aOs valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^bO efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^cNas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^dNas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^eAções truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a esse valor-limite.

Fonte: ABNT NBR 14672, 2010, p. 18 e 19 (adaptada).

Tabela 9 – Coeficiente de ponderação das combinações

Ações		γ_{f2} ^a		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ^d
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4

	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 6.5.3.

^b Edificações residenciais de acesso restrito.

^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

^d Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para /2 o valor zero.

Fonte: ABNT NBR 14672, 2010, p. 19 (adaptada).

2.5.5.2 Momento fletor

O momento máximo solicitante de cálculo, pode ser definido pela respectiva equação:

$$M_{sd(kN \times m)} = \frac{F_d \times \ell^2}{8} \quad (91)$$

2.5.5.3 Início do escoamento na seção efetiva

Para efetuar as verificações conforme a flexão simples sobre a viga, é necessária a obtenção do momento resistente de cálculo.

Através da equação abaixo se obtém o momento resistente de cálculo, conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 45).

$$M_{rd(kN \times m)} = \frac{W_{ef} \times f_y}{\gamma} \quad (92)$$

Onde:

$\gamma = 1,10$;

W_{ef} é módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento, calculado no método da seção efetiva levando em consideração o valor do λ_p , das seguintes formas:

$$W_{ef} = W; \text{ quando } \lambda_p \leq 0,673 \quad (93)$$

$$W_{ef} = W \times \left(1 - \left(\frac{0,22}{\lambda_p} \right) \right) \times \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{quando } \lambda_p > 0,673 \quad (94)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{W \times f_y}{M_\ell} \right)^{0,5} \quad (95)$$

Onde:

W é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação á fibra extrema que atinge o escoamento;

M_ℓ é o momento fletor de flambagem local elástica, calculado pela equação:

$$M_\ell = k_\ell \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1 - \nu^2) \times \left(\frac{b_w}{t} \right)^2} \times W_c \quad (96)$$

Tendo:

W_c como o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida;

ν é o coeficiente de Poisson;

k_ℓ é o coeficiente de flambagem local da seção completa. O valor de k_ℓ pode ser obtido através da tabela 10:

Tabela 10 – Valores do coeficiente de flambagem local K_ℓ da seção completa.

$\eta = b_f / b_w$	Caso a	Caso b			Caso c
	Seções U e Z simples	Seções U e Z enrijecidas			Seção tubular retangular (solda contínua)
		$\mu \leq 0,2$	$\mu = 0,25$	$\mu = 0,3$	
0,2	18,4	32,0	25,8	21,2	31,0
0,3	9,6	29,3	23,8	19,7	28,9
0,4	5,6	24,3	20,7	18,2	25,6
0,5	3,6	18,7	17,6	16,0	19,5
0,6	2,6	13,6	13,3	13,0	14,2
0,7	1,9	10,2	10,1	10,1	10,6
0,8	1,5	7,9	7,9	7,9	8,2
0,9	1,2	6,2	6,3	6,3	6,6
1,0	1,0	5,1	5,1	5,1	5,3

NOTAS:

1. b_f , b_w e D são a largura nominal da mesa, da alma e do enrijecedor.
2. $\mu = D/b_w$
3. Para valores intermediários interpolar linearmente.

Fonte: ABNT NBR 14762, 2010, p. 47 (adaptada).

2.5.5.4 Verificação flambagem lateral com torção

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p.47), para a determinação do momento fletor resistente de cálculo para flambagem lateral com torção, utiliza-se a expressão:

$$M_{rd(kN \times m)} = \chi_{FLT} \times \frac{W_{c,ef} \times f_y}{\gamma} \quad (97)$$

De forma que:

$\gamma = 1,10$;

$W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida, calculado no método da seção efetiva levando em consideração o valor do λ_p , das seguintes formas:

$$W_{c,ef} = W_c; \text{ quando } \lambda_p \leq 0,673 \quad (98)$$

$$W_{c,ef} = W_c \times \left(1 - \left(\frac{0,22}{\lambda_p} \right) \right) \times \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{quando } \lambda_p > 0,673 \quad (99)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi_{FLT} \times W_c \times f_y}{M_\ell} \right)^{0,5} \quad (100)$$

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 48), “ χ_{FLT} é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção”, podendo ser determinado de acordo com os seguintes requisitos e expressões:

$$\text{para } \lambda_0 \leq 0,6; \quad \chi_{FLT} = 1,0 \quad (101)$$

$$\text{para } 0,6 \leq \lambda_0 \leq 1,336; \quad \chi_{FLT} = 1,11 \times (1 - 0,278 \times \lambda_0^2) \quad (102)$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,336; \quad \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2} \quad (103)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c \times f_y}{M_e} \right)^{0,5} \quad (104)$$

M_e representa o momento fletor de flambagem lateral com torção, no regime elástico. Para barras com seção que apresentam dupla ou uma simetria e a flexão é exercida em torno do eixo x (eixo simétrico), utiliza-se a seguinte expressão para calcular o M_e :

$$M_e = C_b \times r_0 \times (N_{ey} \times N_{ez})^{0,5} \quad (105)$$

Onde se podem obter os valores de N_{ey} , N_{ez} e r_0 pela ABNT NBR 14762 (2010, p. 41), através das equações adaptas conforme especificação da Norma, onde $K_y \times L_y = L_y$ e $K_z \times L_z = L_z$, fica assim:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2} \quad (106)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{K_z^2} + G \times J \right] \quad (107)$$

Onde:

C_w é a constante de empenamento da seção;

E é o módulo de elasticidade;

G é o módulo de elasticidade transversal;

J é a constante de torção da seção;

L_y é o comprimento efetivo de flambagem em relação ao eixo y;

K_z é o comprimento efetivo de flambagem global por torção. Quando não houver garantia de impedimento ao empenamento, deve-se tomar K_z igual a 1,0;

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, pode ser obtido pela tabela de dimensões do perfil, no Anexo A.

Quando o momento fletor não é uniforme, adota-se um fator de modificação C_b . Esse fator apresenta valor igual a 1,0, a favor da segurança, podendo ser calculado pela seguinte equação:

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{m\acute{a}x}}{2,5 \times M_{m\acute{a}x} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \quad (108)$$

Sendo:

$M_{\text{máx}}$ é o momento solicitante de cálculo;

M_A é o momento solicitante de cálculo, no 1º quarto do trecho analisado;

M_B é o momento solicitante de cálculo, no centro do trecho analisado;

M_C é o momento solicitante de cálculo, no 3º quarto do trecho analisado.

2.5.5.5 Verificação flambagem distorcional

Para a verificação da flambagem distorcional, calcula-se o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com a ABNT NBR 14762 (2010, p. 49), operando-se as seguintes equações:

$$M_{\text{rd(kN}\times\text{m)}} = \chi_{\text{dist}} \times \frac{W \times f_y}{\gamma} \quad (109)$$

Onde:

χ_{dist} é o fator de redução do momento fletor resistente de cálculo à flambagem distorcional;

De forma simplificada, pode-se encontrar o valor de χ_{dist} através das equações abaixo:

$$\chi_{\text{dist}} = 0,098 \times \alpha^3 + 0,53 \times \alpha^2 - 1,056 \times \alpha + 1,1 \leq 1,0 \quad (110)$$

$$\alpha = 0,001 \times \left(\frac{b_f}{t}\right)^{1,1} \times \left(\frac{b_w}{D}\right)^{0,8} \times \frac{f_y}{300} \quad (111)$$

Porém, para as barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia e que seja com seção U enrijecido e seção Z enrijecido, verifica-se a tabela abaixo com valores mínimos da relação D/b_w . Se a barra obtiver valores igual ou superior aos apresentados na tabela 11, dispensa-se a verificação de flambagem distorcional.

Tabela 11- Valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U enrijecido e Z enrijecido

b_f/b_w	b_w/t				
	250	200	125	100	50
0,4	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,6	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,8	0,05	0,06	0,09	0,12	0,22
1,0	0,05	0,06	0,09	0,11	0,22
1,2	0,05	0,06	0,09	0,11	0,20

1,4	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,6	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,8	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19
2,0	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19

NOTA 1 b_f, b_w e D são as dimensões nominais dos elementos.

NOTA 2 Para valores intermediários, interpolar linearmente.

Fonte: ABNT NBR 14762, 2010, p. 50. (adaptada pela autora).

2.5.5.6 Verificação da força cortante

A força cortante sobre as barras deve ser verificada onde a cortante resistente de cálculo seja maior que a cortante solicitante.

Para determinar a cortante solicitante de cálculo, utiliza-se a seguinte expressão:

$$V_{sd(kN)} = \frac{F_d \times \ell}{2} \quad (112)$$

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 50), a cortante resistente de cálculo é determinada a partir da relação h/t , conforme os parâmetros a seguir:

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} \rightarrow V_{rd} = \frac{(0,6 \times f_y \times h \times t)}{\gamma} \quad (113)$$

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} < \frac{h}{t} \leq 1,4 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} \rightarrow V_{rd} = \frac{(0,65 \times t^2 (k_v \times f_y \times E)^{0,5})}{\gamma} \quad (114)$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} \rightarrow V_{rd} = \frac{(0,905 \times E \times k_v \times \frac{t^3}{h})}{\gamma} \quad (115)$$

Onde:

t é a espessura da alma;

h é a altura da alma;

k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, quando:

$k_v = 5,0$; para alma sem enrijecedores transversais ou $a/h > 3$;

$k_v = 5 + 5/(a/h)^2$; para alma com enrijecedores transversais;

a é a distância entre enrijecedores.

2.5.5.7 Momento fletor e força cortante combinados

Segundo a ABNT NBR 14672 (2010, p. 51), as barras devem ser verificadas pela combinação dos esforços de momento fletor e cortante, seguindo as equações abaixo, onde o momento fletor resistente de cálculo é aquele determinado na verificação do início de escoamento da seção efetiva.

Para as barras sem enrijecedores transversais de alma, usa-se:

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (116)$$

Para as barras com enrijecedores transversais de alma, usa-se:

$$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} > 0,5 \quad \frac{V_{sd}}{V_{rd}} > 0,7 \quad (117)$$

Deve-se satisfazer a seguinte expressão:

$$0,6 \times \left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}}\right) + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}}\right) \leq 1,3 \quad (118)$$

2.5.6 Estado limite de serviço (ELS)

As condições usuais referentes aos estados-limites de serviço são verificadas para os efeitos estruturais de interesse, obtidos através de combinações de serviço das ações seja menor ou igual aos efeitos limites para cada situação de deslocamento. Portanto, tem-se $S_{ser} \leq S_{lim}$, conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 22).

2.5.6.1 Combinações

A ABNT NBR 14762 (2010, p. 14), classifica as combinações de serviço, perante a permanência na estrutura, em quase permanentes, frequentes e raras.

Como neste estudo o interesse é verificar o deslocamento nas vigas de piso, atenta-se para a combinação quase permanente, que são aquelas atuantes na estrutura por grande parte da vida útil desta, gerando efeitos de longa duração.

Desta forma, usa-se a seguinte expressão simplificada:

$$F_{ser} = F_{Gj,k} + \Psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (119)$$

Onde:

Ψ_{2j} = coeficiente de ponderação das ações variáveis, obtido pela Tabela 9 – Coeficiente de ponderação das combinações.

2.5.6.2 Momento fletor

Para a verificação ao deslocamento, é necessário obter o momento fletor solicitante de cálculo pela combinação de serviço quase permanente (M_n).

Utiliza-se a seguinte equação:

$$M_n (\text{kN} \times \text{m}) = \frac{F_{ser} \times \ell^2}{8} \quad (120)$$

2.5.6.3 Verificação ao deslocamento

Para verificação do deslocamento, reduz-se a rigidez relacionada à flambagem local, utilizando um momento de inércia efetivo, determinado através das expressões a seguir.

$$\lambda_{pd} \leq 0,673 \rightarrow I_{ef} = I_g \quad (121)$$

$$\lambda_{pd} > 0,673 \rightarrow I_{ef} = I_g \times \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{pd}}\right) \times \frac{1}{\lambda_{pd}} \quad (122)$$

$$\lambda_{pd} = \left(\frac{M_n}{M_\ell}\right)^{0,5} \quad (123)$$

De maneira que, o deslocamento para vigas de piso, não ultrapasse a relação $\ell/350$, segundo a ABNT NBR 14762 (2010, p. 71).

2.5.7 Parafusos

Para aparafusar os perfis, verifica-se o diâmetro máximo do furo através do quadro 06.

Quadro 6 – Diâmetro máximo dos furos (mm)

Diâmetro nominal do parafuso (d)	Diâmetro do Furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
< 12,5	$d+0,8$	$d+1,5$	$(d+0,8) \times (d+6)$	$(d+0,8) \times (2,5d)$
$\geq 12,5$	$d+1,5$	$d+5$	$(d+1,5) \times (d+6)$	$(d+1,5) \times (2,5d)$

Fonte: ABNT NBR 14762, 2010, p. 58 (adaptado).

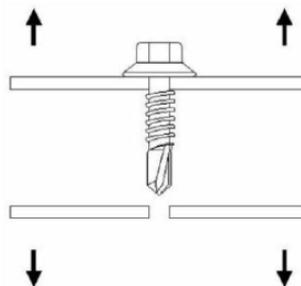
Ainda segundo a ABNT NBR 14762 (2010, p. 58), “a distância livre entre as bordas de dois furos adjacentes não deve ser inferior a $2d$, e a distância da borda de um furo à extremidade do elemento conectado não deve ser inferior a d , onde d é o diâmetro nominal do parafuso”.

2.5.7.1 Verificação à tração

De acordo com Furtado (2015 p. 1), no informativo técnico de parafusos utilizados em LSF, da Ciser, explica que as solicitações pelos esforços nos parafusos, são basicamente pelo arrancamento do parafuso, cisalhamento e torção.

Nas ligações entre as vigas de piso e painel vertical, verifica-se a resistência dos parafusos à tração, relacionada ao arrancamento do parafuso das chapas conectadas, representado na figura abaixo.

Figura 17 – Arrancamento do parafuso



Fonte: Rodrigues e Caldas, 2016, p. 92.

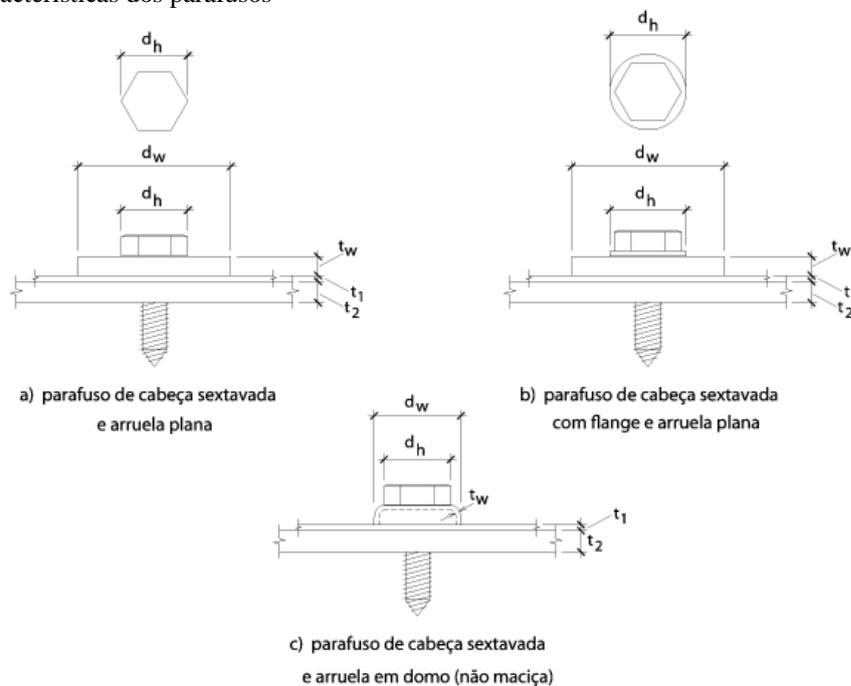
A força solicitante de cálculo é obtida através da análise estrutural na seção aparafusada, através do momento fletor, conforme equação abaixo.

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd\ seção}}{\varphi} \quad (124)$$

Como no sistema Light Steel Frame, os parafusos mais utilizados em suas ligações são os auto-atarraxantes com qualificação estrutural, obtém-se a força resistente de cálculo, utilizando a equação a seguir, conforme a ABNT BR 14762 (2010, p.63).

$$F_{a,Rd} = \frac{0,85 \times t_c \times d \times f_{u2}}{\gamma} \quad (125)$$

Figura 18 – Características dos parafusos



Fonte: ABNT NBR 14762, 2010, p. 65.

Portanto, as dimensões representadas na figura 18, são:

d é o diâmetro nominal do parafuso;

t_c é a profundidade de penetração ou a espessura t_2 , o que for menor;

f_u é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado sujeito ao rasgamento entre furo e borda;

f_{u2} é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 2,00.

2.5.8 Quantitativo de materiais

2.5.8.1 Quantitativo de perfil

$$N^{\circ}_{U_e} = \frac{\ell}{b_f + S} \quad (126)$$

2.5.8.2 Quantitativo de placa OSB

$$N^{\circ}_{placas} = \frac{A_{laje}}{A_{placa}} \quad (127)$$

2.5.8.3 Quantitativo de parafusos

$$N^{\circ}_{parafusos} = (N^{\circ}_{parafusos_{apoios}} + \frac{\ell}{S}) \times N^{\circ}_{vigas} \quad (128)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O referencial teórico deste trabalho foi desenvolvido utilizando-se como base as principais normas brasileiras que tratam do assunto proposto, como por exemplo, a ABNT NBR 6118:2014 e a ABNT NBR 14762:2010, bem como manuais, cursos e bibliografias.

Através desse estudo teórico acerca dos métodos a serem empregados para o projeto da laje, será possível determinar os parâmetros para o desenvolvimento dos cálculos e resultados propostos.

Assim, essa revisão bibliográfica serviu como arcabouço para que o objetivo central da presente pesquisa seja alcançado.

3.1 Características do projeto

O projeto da laje desenvolvido trata-se de uma edificação comercial idealizada, principalmente, para a elaboração deste estudo, sem pretensão de execução. Sendo composta por dois andares e térreo, apresentando um pavimento tipo, com área total de 200 m² por pavimento, conforme a planta baixa representada no Apêndice A e B.

3.2 Parâmetros de desenvolvimento

A verificação da viabilidade partirá do pressuposto de que a construção da laje específica, utilizando-se os dois métodos estudados, quais sejam, Light Steel Frame - Seco e Pré-Fabricado Nervurado Treliçado de Concreto armado, estará sob as mesmas condições de carregamento.

3.2.1 Ações

Para a determinação dos esforços exercidos sobre a laje, foram utilizadas as combinações nos estados limites últimos e estados limites de serviço para verificações da estrutura.

Essas combinações estão representadas para a laje de Concreto Armado, nas subseções 2.4.7.1 e 2.4.8.1. Já para a laje Light Steel Frame, nas subseções 2.5.5.1 e 2.5.6.1.

Considerar-se-á o peso próprio da estrutura, o revestimento e a sobrecarga de utilização como carregamentos estruturais.

Para o revestimento da laje, foram adotados os seguintes materiais:

Tabela 12 – Materiais para revestimento

Material	Peso específico (kN/m³)
Argamassa p/ regularização	21
Porcelanato	28
Placa OSB – 18,3mm ^a	7,0
Placa gesso acartonado – 10mm ^a	12
Lã de vidro – 50mm ^a	0,12

^aExclusivos para a laje LSF.

Fonte: a autora.

Para a sobrecarga de utilização para edificação de escritório, foi adotado o valor de 2,5 kN/m², conforme a ABNT NBR 6120:2019.

3.2.2 Características e dimensionamento da laje de concreto armado

Para o dimensionamento da laje de concreto armado, será levada em consideração a resistência característica à compressão do concreto, no valor de 20 MPa, a resistência característica do aço, no valor de 60 MPa.

O material de enchimento a ser utilizado será o EPS.

Considerar-se-á, também, a classe de agressividade ambiental tipo II, para região urbana. Conseqüentemente, o cobrimento será de 2,5 cm, adotando altura total de 12 cm e utilização da treliça TB8M.

O dimensionamento e quantitativo de materiais serão determinados utilizando-se como parâmetro a seção 2.4 deste trabalho.

3.2.3 Características e dimensionamento da laje light steel frame

Para o dimensionamento da laje Light Steel Frame, considerar-se-á o aço com característica ZAR 320.

O tipo de perfil adotado para o pré-dimensionamento das vigas de piso será o Ue (seção U enrijecido), com dimensões 140x40x12x1,25, com as demais características representadas na tabela do Anexo A.

Para as verificações de atendimento do perfil a ser utilizado será considerado o método da seção efetiva, descrito na seção 2.5.

O quantitativo de materiais também será determinado utilizando-se as premissas da seção 2.5 deste trabalho.

3.2.4 Considerações para resultados e discussões

No decorrer do segundo semestre do ano de 2019, alcançando o objetivo específico deste trabalho, levou-se em consideração os materiais e métodos empregados para o projeto da laje, realizando-se os cálculos necessários para fins de dimensionamento das lajes e quantitativo de materiais, pelos dois métodos estudados, possibilitando a realização do estudo comparativo através dos resultados obtidos.

No estudo comparativo, os pontos relevantes foram o peso estrutural, eficácia, tempo de execução e investimento nos materiais que compõem a estrutura e mão de obra, desconsiderando equipamentos e elementos auxiliares na execução destas.

Os orçamentos serão obtidos através de pesquisa de mercado buscando ter um orçamento real e preciso e serão detalhados no Capítulo 5.

4 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo, serão apresentados o desenvolvimento de cálculo e demonstradas as análises que foram necessárias para determinar o dimensionamento das lajes treliçada de concreto armado e de laje seca de light steel frame.

4.1 Dimensionamento de laje pré-fabricada nervurada treliçada de concreto armado

Inicialmente, foi necessário desenvolver a planta de forma do pavimento tipo, delimitando as lajes a serem consideradas nos cálculos, conforme o método das vigas independentes.

A planta de forma está representada no apêndice C, totalizando 11 lajes, sendo algumas de mesma simetria.

Para exemplificar o desenvolvimento dos cálculos, de forma detalhada, foi selecionada a laje 03, a fim de não tornar este documento extenso. Os resultados obtidos das demais lajes, utilizando a mesma linha de raciocínio e equações, serão representadas em forma de quadros no apêndice E.

4.1.1 Características geométricas

Para iniciar o processo de cálculo, foi necessário pré-dimensionar a laje, adotando uma altura e demais características geométricas, conforme descritos na subseção 3.2.2. Porém, utilizando as dimensões pré-estabelecidas, após a obtenção da área de aço efetiva, foi verificado que o elemento estrutural excederia aos limites do estado de serviço, apresentando deformações excessivas, mesmo considerando a contraflecha, como se pode observar os resultados gerados no quadro 07.

Quadro 7 – Verificação da flecha

Laje	Lx(m)	As efetiva (cm ²)	a _{imediate} (cm)	a _{total(∞)} (cm)	a _{limite} (cm)	Verificação	Contraflecha limite (cm)	Contraflecha (cm)	Verificação
L01	2,15	0,392	0,02	0,06	0,86	ok	*	*	
L02	2,15	0,392	0,02	0,06	0,86	ok	*	*	
L03	3,65	1,182	1,42	3,52	1,46	não ok	1,04	2,16	não ok
L04	3,65	1,182	1,42	3,52	1,46	não ok	1,04	2,16	não ok
L05	2,5	0,392	0,10	0,25	1	ok	*	*	*

L06	2,15	0,392	0,02	0,06	0,86	ok	*	*	*
L07	2,15	0,392	0,02	0,06	0,86	ok	*	*	*
L08	3,65	1,182	1,42	3,52	1,46	não ok	1,04	2,16	não ok
L09	3,65	1,182	1,42	3,52	1,46	não ok	1,04	2,16	não ok
L10	2,9	0,675	0,36	0,90	1,16	ok	*	*	*
L11	2,9	0,675	0,36	0,90	1,16	ok	*	*	*

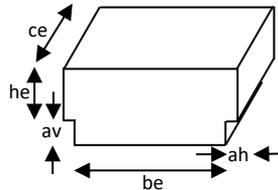
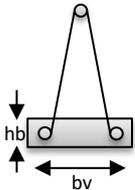
Fonte: a autora.

Desta forma, foi necessário o aumento da altura da laje para 16 cm, contando com 4 cm de capa e treliça do tipo TB12M.

4.1.1.1 Dimensões da vigota treliçada e material de enchimentos

Para os cálculos, foram consideradas as dimensões para a vigota treliçada e EPS, conforme a tabela 13.

Tabela 13 – Dimensões da vigota e material de enchimento.

	ce (cm)	100
	he (cm)	12
	be (cm)	30
	av (cm)	3
	ah (cm)	1,5
	hb (cm)	4
	bv (cm)	13
	Massa Bloco (kg)	0,303

Fonte: a autora.

4.1.1.2 Vão efetivo

Seguindo a equação 17, tem-se o valor do vão efetivo em x e em y para a laje 03, da seguinte forma:

$$\ell_{ef} = \ell_0 + a_1 + a_2$$

$$\ell_{ef}x = 3,45 + 0,1 + 0,1 = 3,65m$$

$$\ell_{ef}y = 6,20 + 0,1 + 0,1 = 6,30m$$

4.1.1.3 Largura colaborante

Conforme a figura abaixo, para definir a largura colaborante, primeiramente teve-se que definir as medidas de b_1 , b_2 e b_3 e b_w .

Pode-se considerar, neste caso, que $b_1=b_3$.

$$b_1 \leq 0,10 \times a \text{ ou } 0,5 \times b_2$$

$$b_1 \leq 0,10 \times 365 = 36,5\text{cm} \text{ ou } 0,5 \times 33 = 16,5\text{cm}; b_1 = 16,5\text{cm}$$

$$b_2 = b_e + a_h + a_h$$

$$b_2 = 30 + 1,5 + 1,5 = 33\text{cm}$$

$$b_w = b_v - a_h - a_h$$

$$b_w = 13 - 1,5 - 1,5 = 10\text{cm}$$

$$b_f \leq b_w + 2 \times b_3$$

$$b_f \leq 10 + 2 \times 16,5 = 43\text{cm}$$

4.1.1.4 Altura da laje e altura útil

Considerando que a altura da capa de concreto seja igual a 4 cm e a altura da treliça de 12 cm, tem-se que a altura da laje é igual a 16 cm. Desta forma, é possível determinar a altura útil e o d' .

$$d' = \text{cobrimento} + \frac{s_1}{2}$$

$$d' = 2,5 + 1,0 \div 2 = 3\text{cm}$$

$$d = h - d'$$

$$d = 16 - 3 = 13\text{ cm}$$

4.1.2 Carregamentos

Definidas as características geométricas da seção, é possível determinar as ações.

A sobrecarga (q) foi determinada conforme a ABNT NBR 6120:2019, com valor de 2,5 para edificações comerciais de escritório.

Para obter o valor do peso próprio da estrutura, primeiramente foi necessário definir o valor da área, volume, peso específico do bloco de enchimento e área do concreto, conforme a representação abaixo.

$$A_{\text{bloco}}(\text{m}^2) = \left[\frac{(h_e - a_v)}{2} \times a_h \times 2 \right] + b_e \times h_e$$

$$A_{\text{bloco}} = \left[\frac{(12 - 3)}{2} \times 1,5 \times 2 \right] + 30 \times 12 = 373,5 \text{ cm}^2 = 0,0374 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{bloco}}(\text{m}^3) = A_{\text{bloco}} \times c_e$$

$$V_{\text{bloco}} = 0,0374 \times 1 = 0,0374 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{\text{bloco}} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = \frac{m \times g}{V_{\text{bloco}}}$$

$$\gamma_{\text{bloco}} = \frac{0,303 \times 9,81}{0,0374} = 79,48 \text{ N/m}^3 = 0,0795 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{\text{concreto}}(\text{m}^2) = (b_v + b_e) \times (h_e + \text{capa}) - A_{\text{bloco}}$$

$$A_{\text{concreto}} = (13 + 30) \times (12 + 4) - 373,5 = 314,5 \text{ cm}^2 = 0,03145 \text{ m}^2$$

$$g_1 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = \frac{(A_{\text{bloco}} \times c_e \times \gamma_{\text{bloco}} + A_{\text{concreto}} \times c_e \times \gamma_{\text{concreto}})}{(b_e + b_v) \times c_e}$$

$$g_1 = \frac{(0,0374 \times 1 \times 0,0795 + 0,03145 \times 1 \times 25)}{(0,3 + ,13) \times 1} = 1,835 \text{ kN/m}^2$$

A carga permanente de revestimento foi encontrada pela seguinte equação, seguindo os parâmetros mencionados na seção 3:

$$g_2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = \text{esp}_{\text{regularização}} \times \gamma_{\text{argamassa}} + \text{esp}_{\text{revest}} \times \gamma_{\text{revest}}$$

$$g_2 = 0,02 \times 21 + 0,01 \times 28 = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, o peso total das ações e a carga por nervura são, respectivamente:

$$P \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = g_1 + g_2 + q$$

$$P = 1,835 + 0,70 + 2,5 = 5,04 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{nervura}} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}_{\text{nervura}}} \right) = P \times \frac{b_f}{100}$$

$$q_{\text{nervura}} = 5,04 \times \frac{43}{100} = 2,165 \text{ kN/m}$$

4.1.3 Reações nas vigas

Para a laje 03, tem-se que o vão, de eixo a eixo, perpendicular à nervura é de 6,30m, e o paralelo a ela é de 3,65m. Desta forma tem-se para λ :

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$$

$$\lambda = \frac{6,30}{3,65} = 1,726$$

As reações através das ações nas vigas perpendiculares às nervuras:

$$P_{vy} = \frac{(58 + 17 \times \lambda) \times P \times \ell_x}{200}$$

$$P_{vy} = \frac{(58 + 17 \times 1,726) \times 5,04 \times 3,65}{200} = 8,03 \text{ kN/m}$$

Para ações nas vigas paralelas às nervuras:

$$P_{vx} = \frac{(42 - 17 \times \lambda) \times P \times \ell_y}{200}$$

$$P_{vx} = \frac{(42 - 17 \times 1,726) \times 5,04 \times 6,30}{200} = 2,01 \text{ kN/m}$$

4.1.4 Estado limite último (ELU)

4.1.4.1 Combinação

A combinação das ações no estado limite último leva em consideração a majoração destas ações. Desta forma, as cargas permanentes e variáveis normais são majoradas em 1,4, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_q \times F_{qk}$$

$$F_d = 1,4 \times (1,835 + 0,70) + 1,4 \times 2,5 = 7,05 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{dnervura} = 7,05 \times 0,43 = 3,03 \text{ kN/m}$$

4.1.4.2 Momento Fletor

Após obter o valor da carga na nervura, pode-se calcular o momento máximo de cálculo.

$$M_d = \frac{q_{nervura} \times \gamma_q \times \ell^2}{8}$$

$$M_d = \frac{3,03 \times 3,65^2}{8} = 5,05 \text{ kN x m/nervura} = 505 \text{ kN x cm/nervura}$$

4.1.4.3 Valores KMD, KX, KZ

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \times d^2 \times f_{cd}}$$

$$KMD = \frac{505}{43 \times 13^2 \times 2,0/1,4} = 0,0486$$

$$x = \frac{0,68 \times d \pm \sqrt{(0,68 \times d)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{M_d}{b_f \times f_{cd}}\right)}}{0,544}$$

$$x = \frac{0,68 \times 13 \pm \sqrt{(0,68 \times 13)^2 - 4 \times 0,272 \times \left(\frac{505}{43 \times 2,0/1,4}\right)}}{0,544} = 0,96$$

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$KX = \frac{0,96}{13} = 0,0737$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times KX$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times 0,0737 = 0,9705$$

4.1.4.4 Verificação da linha neutra

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{Mpa} - \text{ok!}$$

Para ter o posicionamento da linha neutra (y), faz-se o uso da expressão a seguir:

$$y = KX \times d \times 0,8 = 0,0737 \times 13 \times 0,8 = 0,77 \text{ cm}$$

$$y \leq hf \rightarrow 0,77 < 4 \text{ cm} \rightarrow \text{LN na mesa!}$$

4.1.4.5 Armadura longitudinal

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \times d \times f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{505}{0,9705 \times 13 \times 60/1,15} = 0,767 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,15}{100} \times b_w \times h$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,15}{100} \times 10 \times 16 = 0,24 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\text{calculada}}}$ é maior que a $A_{s_{\min}}$, a $A_{s_{\text{adotada}}}$ será a calculada.

Na planilha no apêndice E, é possível observar as áreas de aço adotadas para as demais lajes do pavimento.

Considerando treliça TB12M, usa-se 2 barras de 5mm de diâmetro. Portanto:

$$0,767 - 2 \times 0,196 = 0,375 \text{ cm}^2$$

Verifica-se que há necessidade de barra adicional para complementar a área de armadura. Desta forma, foram adotadas mais 2 barras de 5mm.

$$A_{s_{\text{efetiva}}} = 2 \times 0,196 + 2 \times 0,196 = 0,784 \text{ cm}^2$$

Na planilha, do apêndice E, observa-se as demais barras para treliça adotadas e suas áreas efetivas das lajes.

4.1.4.6 Verificação ao cisalhamento

$$V_{sd} \leq V_{rd1}$$

$$V_{sd} = V_c \times \gamma = \frac{(5,04 \times 3,65)}{2} \times 1,4 = 12,88 \text{ kN}$$

Para calcular o V_{rd1} , foram adotadas as equações abaixo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{0,21 \times 20^{(2/3)}}{1,4} / 10 = 0,03$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02$$

$$\rho_1 = \frac{0,784}{100 \times 13} \leq 0,02 \rightarrow 0,0006 \leq 0,02$$

$$V_{rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1)] \times b_w \times d$$

$$V_{rd1} = [0,03 \times (1,6 - 0,13) \times (1,2 + 40 \times 0,0006)] \times 100 \times 13 \\ = 70,18 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \rightarrow 12,88 \leq 70,18 \rightarrow \text{sem fissuração!}$$

As verificações das demais lajes estão representadas na planilha do apêndice E.

4.1.5 Estado limite de serviço (ELS)

4.1.5.1 Combinação

Para a verificação no estado limite de serviço foram utilizadas as combinações quase permanente e de frequente.

$$F_{d,s(cqp)} = \sum F_{gk} + \psi_{2j} \times F_{qik}$$

$$F_{d,s(cqp)} = (1,835 + 0,70) + 0,4 \times 2,5 = 3,54 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{d,s(freq.)} = \sum F_{gk} + \psi_{1j} \times F_{qik}$$

$$F_{d,s(freq.)} = (1,835 + 0,70) + 0,6 \times 2,5 = 4,035 \text{ kN/m}^2$$

4.1.5.2 Características geométricas no estádio I e II

a) Estádio I

a.1) Área da seção geométrica (A_g):

$$A_g = (b_f - b_w) \times h_f + b_w \times h$$

$$A_g = (43 - 10) \times 4 + 10 \times 16 = 292 \text{ cm}^2$$

a.2) Centro de gravidade:

$$Y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) \times \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \times \frac{h^2}{2}}{A_g}$$

$$Y_{cg} = \frac{(43 - 10) \times \left(\frac{4^2}{2}\right) + 10 \times \frac{16^2}{2}}{292} = 5,28 \text{ cm}$$

a.3) Momento de inércia a flexão:

$$I_g = \frac{(b_f - b_w) \times h_f^3}{12} + \frac{b_w \times h^3}{12} + (b_f - b_w) \times h_f \times \left(Y_{cg} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \times h \times \left(Y_{cg} - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_g = \frac{(43 - 10) \times 4^3}{12} + \frac{10 \times 16^3}{12} + (43 - 10) \times 4 \times \left(5,28 - \frac{4}{2}\right)^2 + 10 \times 16 \times \left(5,28 - \frac{16}{2}\right)^2$$

$$= 6193,169 \text{ cm}^4$$

b) Estádio II puro

Para a determinação da linha neutra e momento de inércia no Estádio II, primeiramente foi necessário obter o valor de α_e , através das equações (7) e (9) e posteriormente determinar os valores para a_1 , a_2 e a_3 , conforme descrito na subseção 2.4.8.2 b.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{0,85 \times 1,0 \times 5600 \times \sqrt{20}} = 9,87$$

$$a_1 = \frac{b_f}{2} = \frac{43}{2} = 21,5$$

$$a_2 = h_f \times (b_f - b_w) + (\alpha_e \times A_s)$$

$$a_2 = 4 \times (43 - 10) + (9,87 \times 0,784) = 139,73$$

$$a_3 = (-d \times \alpha_e \times A_s) - \frac{h_f^2}{2} \times (b_f - b_w)$$

$$a_3 = (-13 \times 9,87 \times 0,784) - \frac{4^2}{2} \times (43 - 10) = -364,54$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1}$$

$$x_{II} = \frac{-139,73 \pm \sqrt{139,73^2 - 4 \times 21,5 \times -364,54}}{2 \times 21,5} = 2,0 \text{ cm}$$

$$I_{x,II_0} = (b_f \times x_{II}^3)/3 + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2$$

$$I_{x,II_0} = (43 \times 2^3)/3 + 9,87 \times 0,784 \times (2 - 13)^2 = 1050,49 \text{ cm}^4$$

4.1.5.3 Momento ativo e momento de fissuração

a) Momento ativo: Calculado conforme equação (60).

$$M_a = \frac{q \times \ell^2}{8}$$

$$M_a = \frac{3,54 \times 0,43 \times 3,65^2}{8} \times 100 = 253,16 \text{ kN} \times \text{cm}$$

b) Momento de fissuração:

Determinado de acordo com a equação (61).

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{Y_t}$$

$$M_r = \frac{1,2 \times 0,3 \times \sqrt{20^3/10} \times 6193,17}{16 - 5,29} = 153,35 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$M_a > M_r \rightarrow$ Com fissuração!

4.1.5.4 Verificação da abertura de fissura

Como na laje 03 houve fissuração, foi necessário fazer a verificação da abertura desta, conforme descrito na subseção 2.4.8.4.

Como a classe de agressividade ambiental do projeto é tipo CAAII, foi considerado como $w_{k,limite}$ o valor de 0,3mm e o valor de η_i de 1,4mm, considerando aço CA60.

$$M_{c,freq.} = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$M_{c,freq.} = \frac{4,04 \times 0,43 \times 3,65^2}{8} \times 100 = 289,0 \text{ kN/cm}$$

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha \times M_{c,freq.} \times (d - x_{II})}{I_{x,I0}}$$

$$\sigma_{si} = \frac{9,87 \times 289 \times (13 - 2)}{1050,49} \times 10 = 298,61 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{A_{s,efet.}}{b_w \times \left(d' + 7,5 \times \frac{\phi}{10}\right)}$$

$$\rho_{ri} = \frac{0,784}{10 \times \left(3 + 7,5 \times \frac{5}{10}\right)} = 0,012$$

$$W_k \leq \begin{cases} \frac{\emptyset}{12,5 \times n_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\emptyset}{12,5 \times n_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases}$$

$$W_k \leq \begin{cases} \frac{5}{12,5 \times 1,4} \times \frac{298,61}{210000} \times \frac{3 \times 298,61}{2,21} = 0,16 \text{ mm} \\ \frac{5}{12,5 \times 1,4} \times \frac{298,61}{210000} \times \left(\frac{4}{0,012} + 45 \right) = 0,16 \text{ mm} \end{cases}$$

Então, w_k é igual a 0,16 mm.

$$W_{k,lim.} \leq W_k \rightarrow 0,3 < 0,16 \text{ mm} \rightarrow OK!$$

4.1.5.5 Flecha imediata

A flecha imediata foi definida conforme a subseção 2.4.8.5.

$$(E \times I)_{eq,t0} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\} \leq E_{cs} \times I_c$$

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{153,35}{253,16} \right)^3 \times 6193,17 + \left[1 - \left(\frac{153,35}{253,16} \right)^3 \right] \times 1050,49 \right\} \leq 6193,17 \rightarrow 2193,46$$

$$< 61393,17 \text{ cm}^4$$

Após obter o valor da rigidez equivalente, pode-se calcular a flecha imediata (tempo zero) (a):

$$a = \frac{\alpha_c \times p \times \ell^4}{(E \times I)_{eq}}$$

$$a = \frac{5 \times 3,54 \times 0,43 \times 3,65^4}{384 \times 25043,96 \times 10^3 \times 2193,46 \times 10^{-8}} \times 100 = 0,64 \text{ cm}$$

4.1.5.6 Flecha diferida no tempo

Considerando a cura do concreto de 14 dias, tem-se que t , em meses, é igual a $14/30 = 0,47$ meses. Com isso, tem-se para flecha imediata:

$$\xi(t) = 0,68 \times 0,966^t \times t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \times 0,966^{0,47} \times 0,47^{0,32} = 0,53$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses;}$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\Delta\xi = 2 - 0,53 = 1,47 \text{ cm}$$

4.1.5.7 Verificação da flecha

Obtidos os valores para flecha imediata e flecha diferida no tempo, é possível estabelecer a flecha total e verificar se atende à flecha limite.

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \times (1 + \alpha_f)$$

$$a_{t,\infty} = 0,64 \times (1 + 1,47) = 1,58 \text{ cm}$$

$$a_{limite} = (3,65 \times 100)/250t = 1,46 \text{ cm}$$

$$a_{limite} \geq a_{t,\infty}$$

$$1,46 < 1,58 \text{ cm} \rightarrow \text{Não ok!}$$

Como a flecha total não atendeu ao limite da flecha, foi adotada uma contraflecha de 1,0 cm, nesta laje.

$$\text{contraflecha} \leq \text{contraflecha}_{limite}$$

$$1,0 \leq (3,65 \times 100)/350 = 1,04 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

Torna-se necessária a verificação da formação de flecha negativa, através da flecha imediata pelo peso próprio.

$$a_{limite} = a_{t,\infty} - \text{contraflecha}$$

$$a_{limite} = 1,58 - 1,0 = 0,58 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\alpha_c \times p \times \ell^4}{(E \times I)_{eq}}$$

$$a = \frac{5 \times 1,84 \times 0,43 \times 3,65^4}{384 \times 25043,96 \times 10^3 \times 2193,46 \times 10^{-8}} \times 100 = 0,33 \text{ cm}$$

$$a_{limite} \geq a_{mediata} \rightarrow 0,58 > 0,33 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

4.1.6 Quantitativo de materiais

O quantitativo de materiais foi determinado conforme a subseção 2.4.9.

4.1.6.1 Quantitativo de material de enchimento, concreto e longarinas

$$N^{\circ}_{\text{bloco}} = \frac{A_{\text{laje}}}{b_f \times c_e}$$

$$N^{\circ}_{\text{bloco}} = \frac{3,45 \times 6,10}{0,43 \times 1,0} = 48,95 \cong 49 \text{ blocos EPS}$$

$$\text{Consumo}_{\text{concreto}} = \frac{A_{\text{concreto}}}{b_f} \times A_{\text{laje}}$$

$$\text{Consumo}_{\text{concreto}} = \frac{0,0315}{0,43} \times 3,45 \times 6,10 = 1,54 \text{ m}^3$$

$$N^{\circ}_{\text{longarinas}} = \frac{\ell_y}{b_f} + 1N$$

$$N^{\circ}_{\text{longarinas}} = \frac{6,10}{0,43} + 1 = 15,18 \cong 16 \text{ longarinas}$$

$$L_{\text{total longarinas}} = (\ell_x + 0,1) \times N^{\circ}_{\text{longarinas}}$$

$$L_{\text{total longarinas}} = (3,45 + 0,1) \times 16 = 56,80 \text{ m}$$

4.1.6.2 Quantitativo dos aços

a) Armadura longitudinal adicional:

Considerando armadura longitudinal adicional como 2# 5,0 mm, conforme determinado na subseção 4.1.4.5.

$$\text{Consumo}_{\text{adicional}} = L_{\text{longarinas}} \times N^{\circ}_{\text{longarinas}} \times N^{\circ}_{\text{adicional}} \times \text{peso}_{\text{barra}}$$

$$\text{Consumo}_{\text{adicional}} = 56,80 \times 2 \times 0,154 = 17,50 \text{ kg}$$

b) Armadura da Treliça:

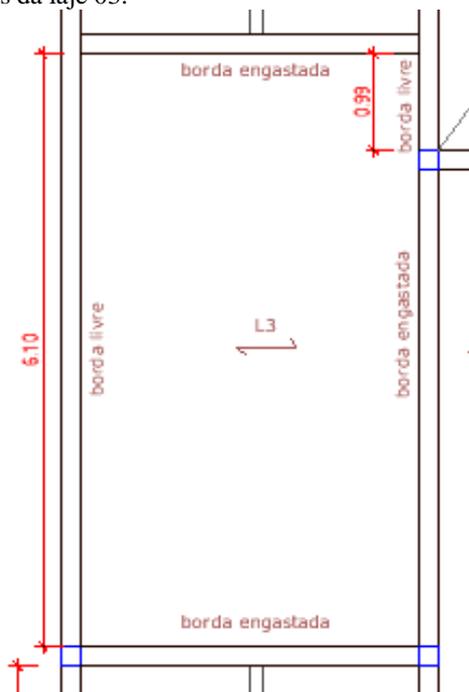
O peso da treliça TB12M é de 0,866 kg conforme Tabela 6 – Características das Treliças Belgo Padronizadas.

$$\begin{aligned}\text{Consumo}_{\text{treliça}} &= L_{\text{longarinas}} \times N^{\circ}_{\text{longarinas}} \times \text{peso}_{\text{treliça}} \\ \text{Consumo}_{\text{treliça}} &= 3,55 \times 16 \times 0,886 = 50,32 \text{ kg}\end{aligned}$$

c) Armadura de borda:

Como na laje 03 não há borda livre na direção x, não há necessidade de armadura de borda em lx. Na direção ly, a laje apresenta uma borda livre na extremidade do pavimento e parte da caixa de escada, como pode ser visualizado na figura 19.

Figura 19 – Representação das bordas da laje 03.



Fonte: a autora.

Portanto, através das medidas das bordas livres, pode-se fazer a proporcionalidade da borda livre da caixa de escada em relação a borda livre cheia.

$$\frac{0,99}{6,10} = 0,17$$

Conclui-se que há 1,17 borda ℓ_y na laje 03. Desta forma, é possível determinar a armadura de borda, através das equações abaixo, considerando espaçamento barras de 6mm e espaçamento entre elas de 0,30m.

$$N^{\circ}_{\text{borda}_{\ell_y}} = \frac{\ell_y}{S} \times \text{borda}_{\ell_y}$$

$$N^{\circ}_{\text{borda}_{\ell_y}} = \frac{6,1}{0,30} \times 1,17 = 23,8$$

$$L_{\text{borda}_{\ell_y}} = (0,15 \times \ell_y) + 0,5$$

$$L_{\text{borda}_{\ell_y}} = (0,15 \times 6,1) + 0,5 = 1,42 \text{ m}$$

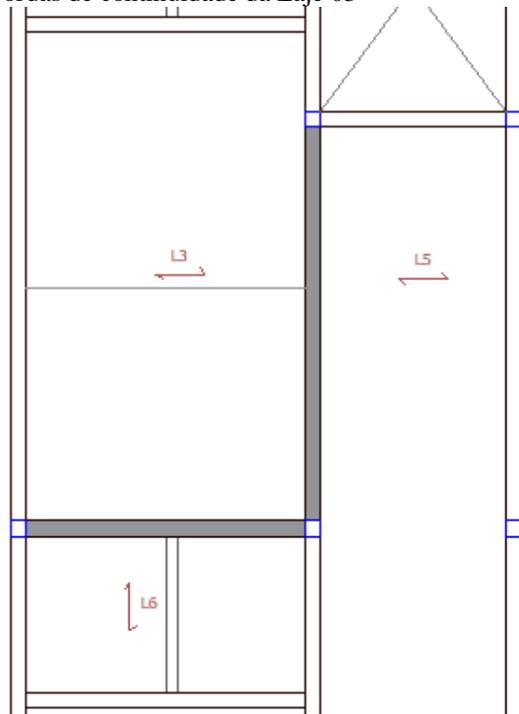
$$\text{Consumo}_{\text{borda}} = (N^{\circ}_{\text{borda}_{\ell_x}} \times L_{\text{borda}_{\ell_x}} + N^{\circ}_{\text{borda}_{\ell_y}} \times L_{\text{borda}_{\ell_y}} \times \text{peso}_{\text{barra}})$$

$$\text{Consumo}_{\text{borda}} = 23,8 \times 1,42 \times 0,222 = 7,42 \text{ Kg}$$

d) Armadura de continuidade:

A laje 03 apresenta continuidade com as lajes 05 e 06, conforme a figura 20.

Figura 20 – Representação das bordas de continuidade da Laje 03



Fonte: a autora.

Neste t3pico ser3o representados os c3lculos para determina3o da armadura de continuidade entre a L3/L6, atrav3s das equa33es abaixo, considerando barras de 6 mm e 0,5 m de ancoragem.

$$L_{\text{continuidade}} = 0,25 \times \ell \times 2 + 0,5 \times 2$$

$$L_{\text{continuidade}} = 0,25 \times 6,30 \times 2 + 0,5 \times 2 = 4,15 \text{ m}$$

$$N^{\circ}_{\text{continuidade}} = \frac{\ell}{b_f} + 1 = 9,5$$

$$N^{\circ}_{\text{continuidade}} = \frac{3,65}{0,43} + 1 = 9,5$$

$$\text{Consumo}_{\text{continuidade}} = L_{\text{continuidade}} \times N^{\circ}_{\text{continuidade}} \times \text{peso}_{\text{barra}}$$

$$\text{Consumo}_{\text{continuidade}} = 4,15 \times 9,5 \times 0,22 = 8,70 \text{ Kg}$$

e) Armadura de distribui3o:

Para a determina3o da quantidade de armadura de distribui3o, foram consideradas barras de 5 mm de di3metro e espa3amento entre elas de 0,30m, na dire3o x, e de 0,43m (b_f), na dire3o y.

$$N^{\circ}_{\text{distribui3o}_x} = \frac{\ell_y}{S} + 0,5$$

$$N^{\circ}_{\text{distribui3o}_x} = \frac{6,10}{0,43} + 0,5 = 14$$

$$N^{\circ}_{\text{distribui3o}_y} = \frac{\ell_x}{S} + 0,5$$

$$N^{\circ}_{\text{distribui3o}_y} = \frac{3,45}{0,30} + 0,5 = 12$$

$$\text{Consumo}_{\text{distribui3o}} = (N^{\circ}_{\text{distribui3o}_x} \times \ell_y + N^{\circ}_{\text{distribui3o}_y} \times \ell_x) \times \text{peso}_{\text{barra}}$$

$$\text{Consumo}_{\text{distribui3o}} = (14 \times 6,10 + 12 \times 3,45) \times 0,154 = 19,5 \text{ Kg}$$

4.2 Dimensionamento de laje light steel frame – seca

Desenvolvida a planta de forma do pavimento tipo, conforme representada no Apêndice F, foram estabelecidas 16 lajes, sendo algumas simétricas.

Os cálculos foram desenvolvidos conforme o método da seção efetiva e, para exemplificar o processo de cálculo, foi selecionada a laje 05. Os resultados das demais lajes serão representados por tabelas/quadros e referenciados no decorrer das próximas subseções.

4.2.1 Características geométricas

Para o pré-dimensionado foi adotado, inicialmente, o perfil de seção Ue 140x40x12x1,25. Porém, na verificação de torção lateral, o perfil não atendeu as solicitações, mesmo utilizando-se barras de travamento a cada 1/3 de seu comprimento.

Pode-se observar os resultados obtidos no quadro 08.

Quadro 8– Verificação da torção perfil Ue 140x40x12x1,25

Verificação flambagem lateral com torção						Considerando travamentos nas vigas piso no centro da laje	
Laje	Msd (kN.cm)	MI (kN.cm)	Lx(m)	Mrd (kN.cm)	Verificação	Mrd (kN.cm)	Verificação
L01	74,19	503,53	1,93	183,77	ok	*	*
L02	59,61	503,53	1,73	221,56	ok	*	*
L03	59,61	503,53	1,73	221,56	ok	*	*
L04	74,19	503,53	1,93	183,77	ok	*	*
L05	265,34	503,53	3,65	56,49	não ok	205,36	não ok
L06	265,34	503,53	3,65	56,49	não ok	205,36	não ok
L07	129,51	503,53	2,55	108,40	não ok	333,23	ok
L08	74,19	503,53	1,93	183,77	ok	*	*
L09	59,61	503,53	1,73	221,56	ok	*	*
L10	59,61	503,53	1,73	221,56	ok	*	*
L11	74,19	503,53	1,93	183,77	ok	*	*
L12	265,34	503,53	3,65	56,49	não ok	205,36	não ok
L13	265,34	503,53	3,65	56,49	não ok	205,36	não ok
L14	54,22	503,53	1,65	236,68	ok	*	*
L15	173,33	503,53	2,95	82,80	não ok	275,56	ok
L16	54,22	503,53	1,65	236,68	ok	*	*

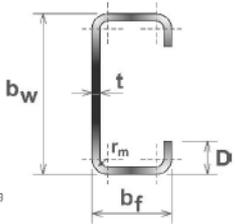
Fonte: a autora.

Desta forma, fez-se necessário o aumento da altura da seção, adotando o perfil Ue 200x40x12x1,25.

4.2.1.1 Dimensões dos perfis

Através do quadro do anexo A, pode-se obter os dados do perfil, conforme a representação no quadro 09.

Quadro 9 – Características geométricas do perfil Ue 200x40x12x1,25.

Dados obtidos através da tabela de perfis Ue - NBR 15253	Massa (kg/m)	2,82	rx (cm)	7,34
		A (cm ²)	3,59	Xg (cm)
bw (cm)		20	Xc (cm)	2,24
bf (cm)		4	Iy (cm ⁴)	6,35
D (cm)		1,2	Wy (cm ³)	2,02
tn (cm)		0,125	ry (cm)	1,33
r1 (cm)		0,125	It (cm ⁴)	0,018
Ix (cm ⁴)		193,57	Cw (cm ⁶)	511,1000
Wx (cm ³)		19,36	r0 (cm)	7,7900

Fonte: a autora.

4.2.1.2 Dimensões das placas OSB

A placa ideal para lajes de piso é de 18,3mm de espessura, com dimensão de 1,20 x 2,40.

4.2.1.3 Dimensões dos parafusos

O parafuso considerado para fixação do perfil e placa OSB foi de ponta broca 4,20 x 32mm.

4.2.2 Carregamentos

Através da massa do perfil é possível obter o valor do peso próprio, multiplicando-a pela força de gravidade.

$$g_1 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = \frac{2,82 \times 10}{1000} = 0,028 \text{ kN/m}$$

A determinação da carga permanente (g_2) foi dada usando os dados dos materiais, conforme tabela 12 e considerando um espaçamento de 0,40 m entre os perfis, determinando área de influência das cargas.

$$g_2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = (\text{esp}_{\text{OSB}} \times \gamma_{\text{OSB}} + \text{esp}_{\text{lãVidro}} \times \gamma_{\text{lãVidro}} + \text{esp}_{\text{gesso}} \times \gamma_{\text{gesso}} + \text{esp}_{\text{regularização}} \times \gamma_{\text{argamassa}} + \text{esp}_{\text{revest}} \times \gamma_{\text{revest}}) \times S_{\text{perfil}}$$

$$g_2 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = (0183 \times 7,0 + 0,05 \times 0,12 + 0,01 \times 12 + 0,02 \times 21 + 0,01 \times 28) \times 0,40$$

$$= 0,382 \text{ kN/m}$$

4.2.3 Estado limite último (ELU)

4.2.3.1 Combinações

Como há apenas uma variável, a de sobrecarga, há apenas uma combinação a ser feita.

Através da Tabela 8 – Coeficientes de majoração das ações de combinações no ELU, obtêm-se os valores de: $\gamma_{gi} = 1,25$ e $1,35$; $\gamma_{q1} = 1,5$.

$$F_d = \gamma_{gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_{q1} \times F_{Q1,k} + \gamma_{qj} \times \psi_{0j} \times F_{Qj,k}$$

$$F_d = 1,25 \times 0,0028 + 1,35 \times 0,382 + 1,5 \times (2,5 \times 0,4) = 2,05 \text{ kN/m}$$

4.2.3.2 Momento fletor

O momento fletor de cálculo é:

$$M_{sd(\text{kN}\times\text{m})} = \frac{F_d \times \ell^2}{8}$$

$$M_{sd(\text{kN}\times\text{m})} = \frac{2,05 \times 3,65^2}{8} = 3,4048 \text{ kN} \times \text{m} = 341,38 \text{ kN} \times \text{cm}$$

4.2.3.3 Início do escoamento na seção efetiva

Para efetuar as verificações conforme a flexão simples sobre a viga, é necessária a obtenção do momento resistente de cálculo, através do processo de cálculo abaixo, conforme a subseção 4.2.3.3.

O valor do coeficiente de flambagem K_ℓ é dado pela Tabela 10, caso b, através das relações b_f/b_w e D/b_w .

Desta forma, tem-se:

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{4}{20} = 0,2$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{1,2}{20} = 0,06$$

Portanto, K_ℓ é igual a 32,0.

O valor do coeficiente de poisson é de 0,3.

$$M_\ell = k_\ell \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1 - \nu^2) \times \left(\frac{b_w}{t}\right)^2} \times W_c$$

$$M_\ell = 32 \times \frac{\pi^2 \times 200000/10}{12 \times (1 - 0,3^2) \times \left(\frac{20}{0,125}\right)^2} \times 19,36 = 437,44 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$\lambda_p = \left(\frac{W \times f_y}{M_\ell}\right)^{0,5}$$

$$\lambda_p = \left(\frac{19,36 \times 320/10}{437,44}\right)^{0,5} = 1,19$$

$$W_{\text{ef}} = W \times \left(1 - \left(\frac{0,22}{\lambda_p}\right)\right) \times \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{quando } \lambda_p > 0,673$$

$$W_{\text{ef}} = 19,36 \times \left(1 - \left(\frac{0,22}{1,19}\right)\right) \times \frac{1}{1,19} = 13,26$$

$$M_{\text{rd(kN}\times\text{cm)}} = \frac{W_{\text{ef}} \times f_y}{\gamma}$$

$$M_{\text{rd(kN}\times\text{cm)}} = \frac{13,26 \times 320/10}{1,1} = 385,75 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{\text{rd}} \geq M_{\text{sd}} \rightarrow 385,77 > 341,38 \rightarrow \text{ok!}$$

4.2.3.4 Verificação flambagem lateral com torção

$$N_{\text{ey}} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{l_y^2} \tag{129}$$

$$N_{\text{ey}} = \frac{\pi^2 \times 200000/10 \times 6,35}{365^2} = 9,4$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{K_z^2} + G \times J \right] \quad (130)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{7,79^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 511,1}{365^2} + 77000/10 \times 0,018 \right] = 14,75$$

$$M_e = C_b \times r_0 \times (N_{ey} \times N_{ez})^{0,5}$$

$$M_e = 1 \times 7,79 \times (9,4 \times 14,75)^{0,5} = 91,72 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c \times f_y}{M_e} \right)^{0,5}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{19,36 \times 320/10}{91,72} \right)^{0,5} = 2,6$$

$$\chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$$\chi_{FLT} = \frac{1}{2,6^2} = 0,15$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi_{FLT} \times W_c \times f_y}{M_\ell} \right)^{0,5}$$

$$\lambda_p = \left(\frac{0,15 \times 19,36 \times 320/10}{437,44} \right)^{0,5} = 0,46$$

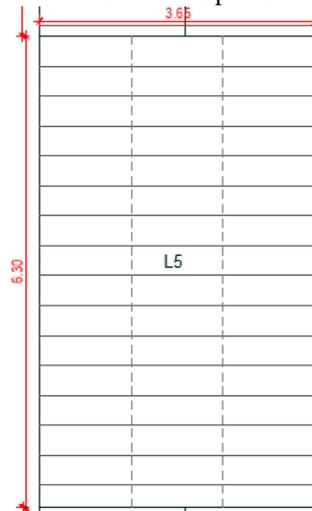
$$W_{c,ef} = W_c; \text{ quando } \lambda_p \leq 0,673$$

$$M_{rd(kN \times m)} = 0,15 \times \frac{19,36 \times 320/10}{1,1} = 84,48 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{rd} \geq M_{sd} \rightarrow 84,48 < 341,38 \rightarrow \text{n\~{a}o ok!}$$

Como o perfil n\~{a}o atendeu \~{a} solicita\~{c}o de resist\~{e}ncia ao esfor\~{c}o de tor\~{c}o lateral, foram adotadas barras de travamento ao longo do comprimento do perfil, com dist\~{a}ncia de 1/3 do comprimento, representada na figura 21.

Figura 21 – Representação das barras de travamento entre os perfis



Fonte: a autora.

Refazendo os cálculos considerando o travamento, tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 200000/10 \times 6,35}{(365/3)^2} = 84,60$$

$$N_{ez} = \frac{1}{7,79^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 511,1}{(365/3)^2} + 77000/10 \times 0,018 \right] = 114,60$$

$$M_e = 1 \times 7,79 \times (84,60 \times 114,60)^{0,5} = 766,60 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{19,36 \times 320/10}{766,60} \right)^{0,5} = 0,90$$

$$\chi_{FLT} = 1,11 \times (1 - 0,278 \times \lambda_0^2)$$

$$\chi_{FLT} = 1,11 \times (1 - 0,278 \times 0,90^2) = 0,86$$

$$\lambda_p = \left(\frac{0,86 \times 19,36 \times 320/10}{437,44} \right)^{0,5} = 1,104$$

$$W_{c,ef} = W_c \times \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \times \frac{1}{\lambda_p}; \text{ quando } \lambda_p > 0,673$$

$$W_{c,ef} = 19,36 \times \left(1 - \frac{0,22}{1,10} \right) \times \frac{1}{1,104} = 14,04$$

$$M_{rd(kN \times m)} = 0,86 \times \frac{14,04 \times 320/10}{1,1} = 351,55 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{rd} \geq M_{sd} \rightarrow 351,55 > 341,38 \rightarrow \text{ok!}$$

4.2.3.5 Verificação flambagem distorcional

A verificação de flambagem distorcional é feita somente quando b_f/b_w e b_w/t apresenta valor menor do que o fornecido pela Tabela 11- Valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U enrijecido e Z enrijecido.

Desta forma, tem-se:

$$\frac{b_f}{b_w} = \frac{4}{20} = 0,2$$

$$\frac{b_w}{t} = \frac{20}{0,125} = 160$$

Como $b_f < 0,4$, há a necessidade de verificação.

$$\alpha = 0,001 \times \left(\frac{b_f}{t}\right)^{1,1} \times \left(\frac{b_w}{D}\right)^{0,8} \times \frac{f_y}{300}$$

$$\alpha = 0,001 \times \left(\frac{4}{0,125}\right)^{1,1} \times \left(\frac{20}{1,2}\right)^{0,8} \times \frac{320}{300} = 0,458$$

$$\chi_{dist} = 0,098 \times \alpha^3 + 0,53 \times \alpha^2 - 1,056 \times \alpha + 1,1 \leq 1,0$$

$$\chi_{dist} = 0,098 \times 0,458^3 + 0,53 \times 0,458^2 - 1,056 \times 0,458 + 1,1 = 0,74 \leq 1,0$$

$$M_{rd(kN \times m)} = 0,74 \times \frac{19,36 \times 320/10}{1,1} = 414,95 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_{rd} \geq M_{sd} \rightarrow 414,95 > 341,38 \rightarrow \text{ok!}$$

4.2.3.6 Verificação da força cortante

$$V_{sd(kN)} = \frac{F_d \times \ell}{2}$$

$$V_{sd(kN)} = \frac{2,04 \times 3,65}{2} = 3,73kN$$

Conforme a ABNT NBR 14762 (2010, p. 50), a cortante resistente de cálculo é determinada a partir da relação h/t, conforme os parâmetros a seguir:

$$\frac{h}{t} = \frac{20}{0,125} = 160$$

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} \rightarrow 160 \leq 1,08 \times \left(\frac{200000 \times 5}{320} \right)^{0,5} \rightarrow 160 \geq 60,37$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} \rightarrow 160 > 1,4 \times \left(\frac{200000 \times 5}{320} \right)^{0,5} \rightarrow 160 > 78,26$$

Portanto:

$$\frac{h}{t} > 1,4 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} \rightarrow 160 > 78,26 \rightarrow V_{rd} = \frac{\left(0,905 \times E \times k_v \times \frac{t^3}{h} \right)}{\gamma}$$

$$V_{rd} = \frac{\left(0,905 \times 200000/10 \times 5 \times \frac{0,125^3}{20} \right)}{1,1} = 8,03kN$$

$$V_{rd} \geq V_{sd} \rightarrow 8,03 > 3,73 \rightarrow ok!$$

4.2.3.7 Momento fletor e força cortante combinados

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{341,38}{385,77} \right)^2 + \left(\frac{3,73}{8,03} \right)^2 \leq 1,0$$

$$1,0 = 1,0 \rightarrow ok!$$

4.2.4 Estado limite de serviço (ELS)

4.2.4.1 Combinações

$$F_{ser} = F_{Gi,k} + \psi_{2j} \times F_{Qj,k}$$

$$F_{\text{ser}} = (0,028 + 0,382) + 0,4 \times 1,00 = 0,81 \text{ kN/m} \rightarrow 0,0081 \text{ kN/cm}$$

Ψ_{2j} = coeficiente de ponderação das ações variáveis, obtido pela Tabela 9 = 0,4.

4.2.4.2 Momento fletor

O momento fletor para combinação quase permanente no estado limite de serviço (M_n) dá-se pela equação:

$$M_n (\text{kN} \times \text{m}) = \frac{F_{\text{ser}} \times \ell^2}{8}$$

$$M_n (\text{kN} \times \text{cm}) = \frac{0,0081 \times 365^2}{8} = 134,89 \text{ kN} \times \text{cm}$$

4.2.4.3 Verificação ao deslocamento

Para a verificação do deslocamento, reduz-se a rigidez relacionada à flambagem local, utilizando um momento de inércia efetivo, determinado através das expressões a seguir.

$$\lambda_{pd} = \left(\frac{M_n}{M_\ell} \right)^{0,5}$$

$$\lambda_{pd} = \left(\frac{134,89}{437,44} \right)^{0,5} = 0,56$$

$$\lambda_{pd} \leq 0,673 \rightarrow I_{\text{ef}} = I_g$$

$$0,56 < 0,673 \rightarrow I_{\text{ef}} = I_g \rightarrow 193,57 \text{ cm}^4$$

Portanto, utiliza-se a equação (67) de maneira que o deslocamento para vigas de piso não ultrapasse a relação $\ell/350$, segundo a ABNT NBR 14762 (2010, p. 71).

$$\delta = \frac{\alpha_c \times p \times \ell^4}{(E \times I)_{\text{eq}}}$$

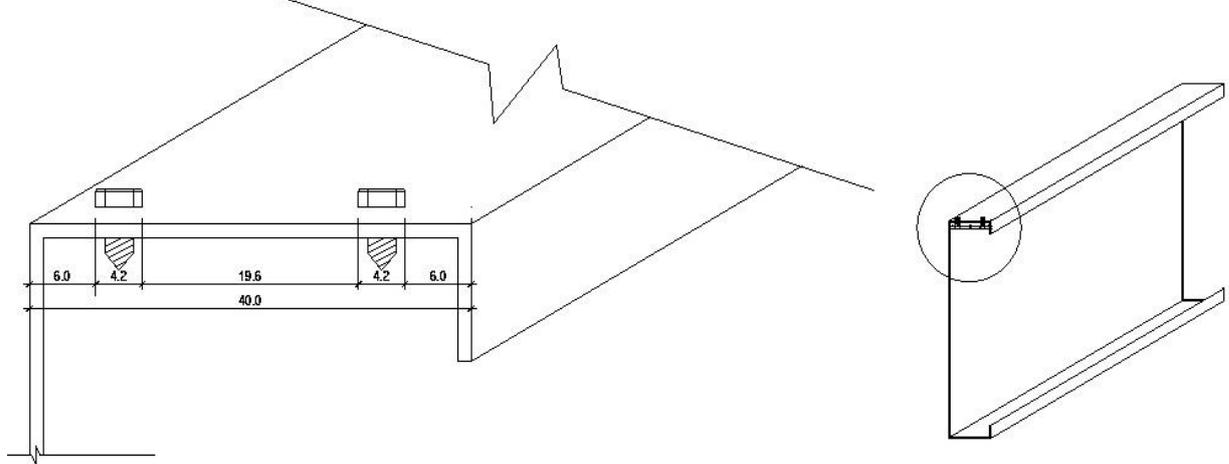
$$\delta = \frac{5 \times 0,0081 \times 365^4}{384 \times 200000/10 \times 193,57} = 0,48$$

$$\delta \leq \delta_{lim} = 0,48 \leq \frac{365}{350} \rightarrow 0,48 < 1,04 \rightarrow ok!$$

4.2.5 Parafusos

O parafuso adotado para a fixação do perfil às placas OSB e ao painel vertical foi do tipo auto-atarraxante ponta-broca de 4,0x32mm. Desta forma, foram verificados devido ao esforço de arrancamento, considerando dois parafusos nas extremidades, tem-se que a distância entre um parafuso e é de 19,6mm, representado na figura22.

Figura 22 – Representação da colocação dos parafusos na ligação de extremidade.

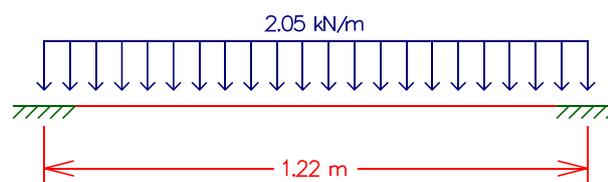


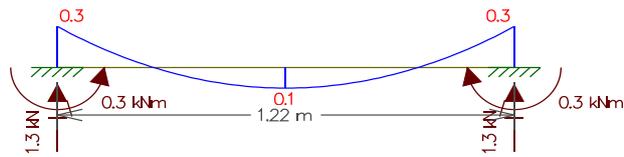
Fonte: a autora.

4.2.5.1 Verificação à tração

Para verificar a tração nos parafusos é necessário saber o esforço de momento fletor gerado naquela seção conforme o carregamentos sobre esta. Na figura 23 há a representação destes carregamentos e do momento fletor gerado na laje 05.

Figura 23 – Carregamento e diagrama de momento fletor laje 05.





Fonte: a autora.

Portanto, verifica-se:

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd\ seção}}{\varphi}$$

$$F_{t,sd} = \frac{0,3}{0,0196} = 15,31 \text{ kN}$$

Para a espessura a ser perfurada (t_c), considerou-se a espessura da placa OSB, do perfil da viga de piso e do perfil do painel vertical.

A espessura do painel vertical foi considerada como sendo a mesma do perfil da viga de piso, visto que neste trabalho não está sendo dimensionado o painel vertical.

$$F_{a,Rd} = \frac{0,85 \times t_c \times d \times f_{u2}}{\gamma}$$

$$F_{a,Rd} = \frac{0,85 \times (1,25 \times 2 + 18,3) \times 8,4 \times 390/1000}{2} = 28,96 \text{ kN}$$

$$F_{a,Rd} \geq F_{t,sd} \rightarrow 28,96 > 15,31 \rightarrow \text{ok!}$$

4.2.6 Quantitativo de materiais

4.2.6.1 Quantitativo de perfil

$$N^{\circ}_{U_e} = \frac{\ell}{b_f + S}$$

$$N^{\circ}_{U_e} = \frac{6,30}{(0,04 + 0,4)} = 14,31 \cong 15$$

4.2.6.2 Quantitativo de placa OSB

$$N^{\circ}_{placas} = \frac{A_{laje}}{A_{placa}}$$

$$N^{\circ}_{placas} = \frac{6,3 \times 3,65}{1,2 \times 2,4} = 8$$

4.2.6.3 Quantitativo de parafusos

Considerando que ao longo da viga os parafusos serão fixados de forma zigue-zague, com espaçamento médio de 10 cm, pode-se calcular a quantidade de parafusos a ser utilizada.

$$N^{\circ}_{parafusos} = (N^{\circ}_{parafusos_{apoios}} + \frac{\ell}{S}) \times N^{\circ}_{vigas}$$

$$N^{\circ}_{parafusos} = (4 + \frac{3,65}{0,15}) \times 15 = 425$$

4.3 Indicadores de consumo

Após feita todas as verificações e determinado o dimensionamento das lajes através dos dois sistemas construtivos, é possível determinar os indicadores de consumo de materiais.

O indicativo de materiais de laje treliçada de concreto armado pode ser observado no quadro 10 e o das lajes de LSF seca no quadro 11.

Quadro 10 – Resumo de quantitativo de materiais – Laje Treliçada

RESUMO QUANTITATIVO DE MATERIAIS LAJE TRELIÇADA					
Longarinas TB12M			Armadura de Borda		
Comprimento (m)	Quant.	OBS.	Comprimento (m)	Quant.	OBS.
2,05	40	*	240	20	ϕ6,3mm
2,4	39	*			
2,8	20	adicional. 1ϕ5mm	Armadura de Continuidade		
3,55	64	adicional. 2ϕ5mm	528,82	44	ϕ6,3mm
Longarinas Extra TB 12M			Armadura de Distribuição		
2,05	4	adicional 2ϕ7mm	1411,7	118	ϕ5mm
2,4	*	*			
2,8	2	adicional 3ϕ8mm	EPS 12 mm		
3,55	*	*	*	391	*

Concreto		
*	12,22 m ³	fck 20 Mpa

Fonte: a autora.

Quadro 11 – Resumo quantitativo de materiais de laje LSF

RESUMO QUANTITATIVO DE MATERIAIS LAJE LSF	
Perfil Ue 200x40x12x1,25	
Comprimento (m)	Quant.
1,65	14
1,73	20
1,93	20
2,55	31
2,95	15
3,65	60
0,4	311
PLACA OSB 18,3 mm	
1,20 x 2,40	71
PARAFUSOS_{perfil/osb}	
ponta broca 4,2 x 32 mm	3568

Fonte: a autora.

5 RESULTADOS

O objetivo específico deste trabalho é a comparação das duas estruturas, seguindo alguns pontos. Após o dimensionamento de ambas e a obtenção dos indicadores, é possível analisar os resultados obtidos e concluir o objetivo específico.

Neste capítulo, serão apresentados esses resultados e suas devidas comparações.

5.1 Peso das estruturas de piso

O peso próprio do elemento estrutural é importante, pois influencia no dimensionamento de toda a estrutura.

Observa-se no quadro 12 o peso próprio das lajes e seus componentes de utilização permanente:

Quadro 12 – Peso das Lajes

Pesos das Lajes				
SISTEM ESTRUTURAL	g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	Total p/ Pav. (kN/m)	Total Edificação (kN/m)
C.A.	0,79	0,301	1,091	3,27
L.S.F.	0,028	0,382	0,41	1,23

Fonte: a autora.

A laje de concreto armado apresenta peso de 62,38% a mais que a laje de LSF.

5.2 Tempo de execução

Através de pesquisa em construtoras da região de Varginha/MG, pode-se obter informações de outro fator importante que deve ser levado em consideração que é o tempo de execução do elemento estrutural.

No quadro 13 há a relação do tempo de execução, em dias, das lajes dos 3 pavimentos, considerando 4 mão de obra.

Quadro 13 – Tempo de Execução

Tempo de Execução		
SISTEMA ESTRUTURAL	Total p/ Pav. (dias)	Total Edificação (dias)
C.A.	10	30
L.S.F.	4	12

Fonte: a autora.

É importante ressaltar que esse fator pode variar, pois há prestadoras de serviços que trabalham com equipes que apresentam produtividade maior que a outra, porém, nesse estudo foi levado em consideração as duas equipes pesquisadas e nota-se uma diferença de tempo de execução considerável, onde pelo sistema construtivo concreto armado, necessita-se de 18 dias a mais para execução das lajes da edificação, comparadas às de LSF.

5.3 Investimentos mão de obra

Sabe-se a importância de mão-de-obra qualificada para desenvolvimento da execução da obra, por isso, o investimento desta é algo considerável.

Através de pesquisa de mercado, realizada na região de Varginha/MG, durante as duas primeiras semanas de novembro de 2019, foi possível obter os valores para a execução das lajes dos 3 pavimentos da edificação, considerando 4 pessoas como mão de obra, representados no quadro 14.

Quadro 14 – Investimentos de mão de obra

Mão de obra		
SISTEMA ESTRUTURAL	Total p/ Pav.	Total Edificação
C.A.	R\$ 3.800,00	R\$ 11.400,00
L.S.F.	R\$ 4.800,00	R\$ 14.400,00

Fonte: a autora.

A mão de obra de LSF é mais cara, apresentando diferença de valores no total de R\$3.000,00, sendo que o percentual da diferença é de 20,83%.

5.4 Investimentos de materiais

Assim como na subseção anterior, os investimentos de materiais foram realizados através de pesquisa de mercado e considerados apenas os materiais principais componentes da estrutura, excluindo os de acabamento e equipamentos utilizados para execução.

Sendo representados no quadro 15, seus valores unitários e totais.

Quadro 15 – Investimento nos materiais

Materiais					
Sistema Estrutural	Material	Valor Unitário	Quantidade	Total p/ Pav.	Total Edificação

C.A.	Longarinas TB12M - c 2,05m	R\$ 10,50	40	R\$ 420,00	R\$ 1.260,00
	Longarinas TB12M - c 2,40m	R\$ 11,73	39	R\$ 457,47	R\$ 1.372,41
	Longarinas TB12M - c 2,8m	R\$ 13,50	20	R\$ 270,00	R\$ 810,00
	Longarinas TB12M - c 3,55m	R\$ 15,87	64	R\$ 1.015,68	R\$ 3.047,04
	Longarinas Extra TB12M - c 2,05m	R\$ 11,23	4	R\$ 44,92	R\$ 134,76
	Longarinas Extra TB12M - c 2,80	R\$ 15,33	2	R\$ 30,66	R\$ 91,98
	EPS h=12cm	R\$ 6,25	391	R\$ 2.443,75	R\$ 7.331,25
	Armad. Distribuição	R\$ 12,25	118	R\$ 1.445,50	R\$ 4.336,50
	Armad. Continuidade	R\$ 16,00	44	R\$ 704,00	R\$ 2.112,00
	Armad. Borda	R\$ 16,00	20	R\$ 320,00	R\$ 960,00
	Concreto	R\$ 260,00	12,22	R\$ 3.177,20	R\$ 9.531,60
	TOTAL MATERIAIS P/ EDIFICAÇÃO				R\$ 30.987,54
L.S.F.	Perfil Ue 200x40x12x1,25				
	1,65	R\$ 12,00	14	R\$ 277,20	R\$ 831,60
	1,73	R\$ 12,00	20	R\$ 415,20	R\$ 1.245,60
	1,93	R\$ 12,00	20	R\$ 463,20	R\$ 1.389,60
	2,55	R\$ 12,00	31	R\$ 948,60	R\$ 2.845,80
	2,95	R\$ 12,00	15	R\$ 531,00	R\$ 1.593,00
	3,65	R\$ 12,00	60	R\$ 2.628,00	R\$ 7.884,00
	0,4	R\$ 12,00	311	R\$ 1.492,80	R\$ 4.478,40
	PLACA OSB 18,3 mm	R\$ 140,00	71	R\$ 9.940,00	R\$ 29.820,00
	Parafuso ponta broca 4,2x32mm	R\$ 99,90	4 cx 1000	R\$ 399,60	R\$ 1.198,80
	TOTAL MATERIAIS P/ EDIFICAÇÃO				R\$ 51.286,80

Fonte: a autora.

A diferença de valores totais é considerável, sendo os materiais para a LSF 39,58% maior que para a laje treliçada de concreto armado.

6 CONCLUSÃO

O estudo sobre os sistemas estruturais utilizados em pisos referente as lajes pré-fabricadas de concreto nervurada treliçada e lajes ligth steel frame seca, foi de grande importância para aprimorar conhecimentos sobre tais estruturas. De forma que, suas características construtivas e critérios normativos de dimensionamento, possibilitaram analisar e determinar a utilização entre um método construtivo ou outro, visualizando com maior clareza as situações impostas para cada um.

Através do projeto elaborado, análises e verificações estruturais, pode-se concluir que ambos os sistemas estruturais apresentam vantagens e desvantagens frente aos tópicos analisados, como os comparativos dos pesos dos elementos estruturais, tempo de execução, investimento em mão de obra e materiais.

Pelas verificações realizadas durante o dimensionamento, conforme exigências normativas, constata-se que ambos os elementos estruturais atendem às solicitações sobre elas exercidas, desempenhando suas funções estruturais de forma eficaz.

Em relação ao peso total da estrutura, que influenciam nas fundações e dimensionamento de demais elementos estruturais, o LSF apresenta vantagem sobre o concreto armado, tendo peso de 62,38% a menos.

Frente à análise executiva, o LSF também apresenta vantagem sobre o concreto armado, visto que não há a necessidade de utilização de água para construção e gera menos resíduos, tornando uma obra mais sustentável. Outra vantagem visível do LSF é o tempo de execução, onde apresentou diferença de 12 dias a menos, comparada ao concreto armado. Isso é de grande impacto na obra, dependendo da necessidade do cliente.

Por outro lado, outro fator de grande impacto na obra é o investimento financeiro. Neste estudo, o LSF apresentou uma desvantagem financeira considerável, tanto na mão de obra, quanto no investimento em materiais, sendo que o percentual de gastos a mais com mão de obra e materiais são, respectivamente, 20,83% e 39,58%.

É importante ressaltar que esse estudo levou em consideração apenas o elemento estrutural denominado laje de uma edificação comercial com projeto elaborado exclusivamente para o desenvolvimento deste trabalho. Dessa forma, quaisquer resultados e análises obtidas não limita estudos posteriores e/ou até mesmo complemento deste, onde pode-se analisar a estrutura de modo geral, considerando os demais elementos estruturais.

De modo geral, pode-se concluir que o sistema LSF pode ser uma nova opção de sistema construtivo, que tende a crescer no país pela sua praticidade.

De forma mais precisa, conclui-se que ambos os sistemas estruturais são viáveis e, o emprego de um ou outro método na construção será determinado em função da necessidade do contratante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARCELOR MITTAL. **Manual técnico de lajes treliçadas.** <Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/outros/manual-tecnico-trelicas.pdf>>. Acesso em 20 de abr de 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355:Perfis estruturais de aço formados a frio - padronização.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1: Laje pré-fabricada-Requisitos parte 1: Lajes unidirecionais.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15253: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações - Requisitos gerais.** Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula – fundamentos do concreto armado.** Bauru, 2006. <Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em 27 abr.2019.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios Industriais em Aço. Projeto e Cálculo.** 6ª Edição. São Paulo, 2010.

BPM, Pré-moldados. **Manual de Informação Laje Alveolar Protendida.** 1ª edição. Forquilha, 2015. <Disponível em <http://www.feb.unesp.br/pbastos/pre-moldados/manual-de-informacao-lajes-1.pdf>>. Acesso em 16 mai.2019.

CARVALHO, Fabiano Souza de. CYRILLO, Stephani Wolff. **Investigação de problemas patológicos em estruturas de concreto armado.** Tubarão, 2018. <Disponível em: <https://riuni.unisul.br/bitstream/handle/12345/6056/tcc%20finalizado.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em 27 abr. 2019.

CARVALHO, Roberto Chust. FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado – Segundo a NBR 6118:2014.** 4ª Edição. São Carlos, 2014.

CENTERSTEEL. **Material didático: curso Light Steel Frame**. Versão 2.0. Porto Alegre, 2019.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem**. São Paulo, 1997.

DIAS, Ricardo H. **Sistemas Estruturais Para Grandes Vãos em Pisos e a Influência na Concepção Arquitetônica**. São Paulo, 2004. <Disponível em <http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/04.044/622>>. Acesso em 24 abr.2019.

DI PIETRO, João Eduardo. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. Florianópolis, 2000. <Disponível em <https://pt.scribd.com/document/207437795/DiPietroTeseDoutUFSC>>. Acesso em 27 abril.2019.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. São Carlos, 2004. <Disponível em <https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/4630/DissMCF.pdf?sequence=1>>. Acesso em 14 mai.2019.

FURTADO, Valdecir Lourenço. **Informativo técnico**. Revisão 01, Centro de conhecimento Ciser. Joinville, 2015.

GOOGLE TRADUTOR. <Disponível em <https://translate.google.com.br/?hl=pt-BR#view=home&op=translate&sl=en&tl=pt&text=Ligth%20Steel%20Frame>>. Acesso em 03 mai. 2019.

HELENE, Paulo. ANDRADE, Tibério. **Concreto de Cimento Portland – Capítulo 29**. São Paulo, 2010. Disponível em <<https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc48.pdf>>. Acesso em 27 abr.2019.

MARINHAO, Aguiar Pereira. PAVAN, Roberto C. TORRESCASANA, Carlos, E, N. **Cálculo de terças metálicas de cobertura para telhados: biapoiadas com carga uniformemente distribuída, fabricado com perfis de chapa finas a frio, conforme estudo da Norma Brasileira NBR- 14762 – 2009**. Portal Met@lica. 2010. <Disponível em http://www.metlica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=862>. Acesso em 25 de mai de 2019.

PEREIRA, Caio. **Laje: O que é e principais tipos**. Escola Engenharia, 2018. <Disponível em <https://www.escolaengenharia.com.br/laje/>>. Acesso em: 02 de mai.2019.

PEREIRA, Vitor Faustino. **Lajes Nervuradas com armação treliçada e blocos de EPS**. TQS, 2001. <Disponível em <http://www.tqs.com.br/tqs-news/consulta/tecnologia/212-lajes-nervuradas-com-armacao-trelicada-e-blocos-de-eps>>. Acesso em 15 mai.2019.

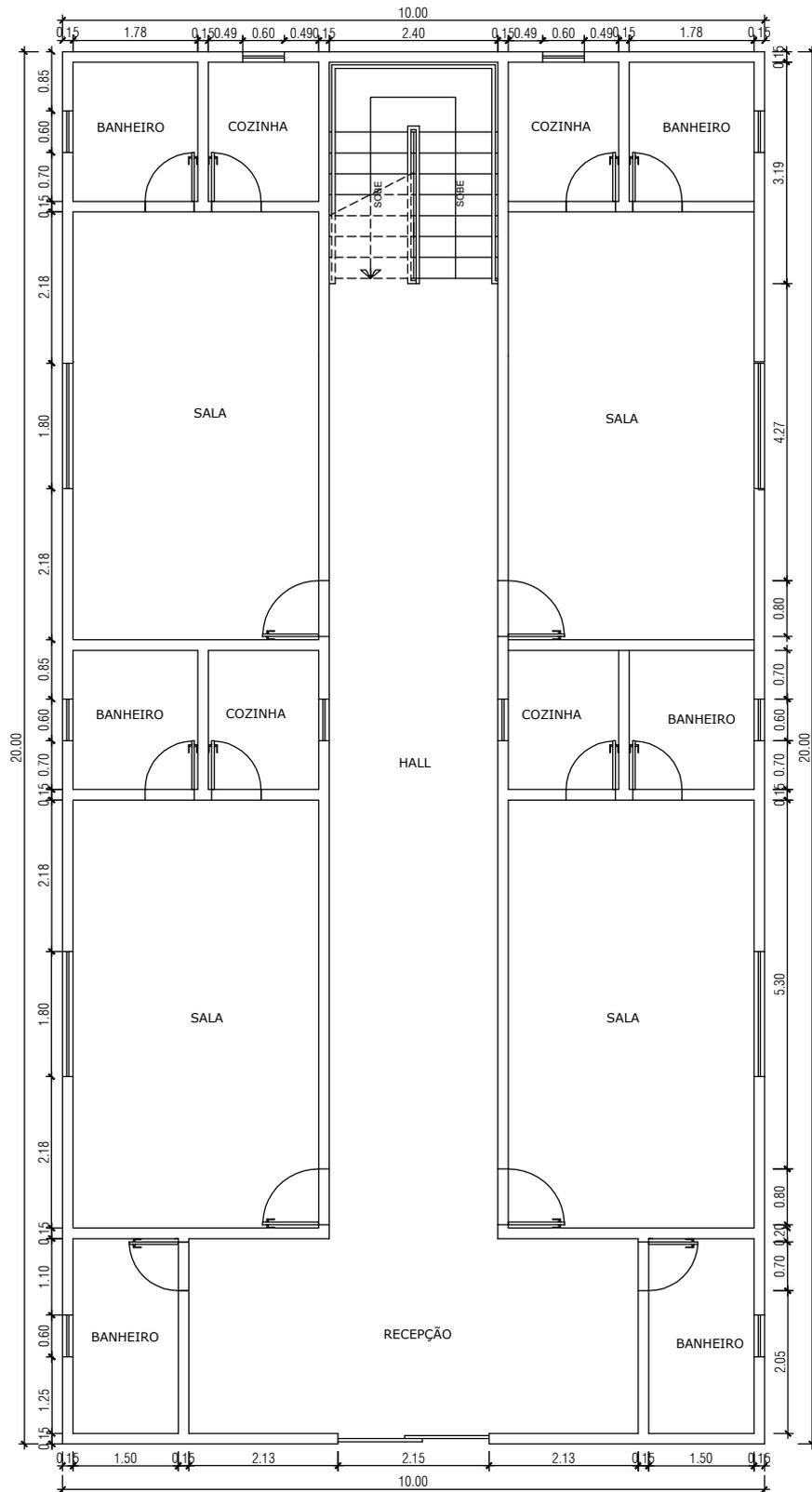
RODRIGUES, Francisco Carlos. **Steel framing: engenharia**. 1ª edição, IBS/CBCA. Rio de Janeiro, 2006. <Disponível em http://ig-engenharia.com/wp-content/uploads/2012/11/manual_engenharia.pdf>. Acesso em: 02 mai 2019.

RODRIGUES, Francisco Carlos. CALDAS Rodrigo Barreto. **Steel framing: engenharia**. 2ª edição, IBS/CBCA. Rio de Janeiro, 2016.

SANTIAGO, Alexandre Kokke. FREITAS, Arlene Maria Sarmanho. CROSTA, Renata Cristina Moraes de. **Steel Frame: Arquitetura**. 2ª edição, IBS/CBCA. Rio de Janeiro, 2012. <Disponível em http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php?&exibeLoginBiblioteca=S&et=0&emsg=E0010&ecmp=&bsc=&e=1&cod=101497&href=101497_manual_lsf_engenharia_2016.pdf#101497>. Acesso em 17 mai.2019.

VIANNA, Juliana da Cruz. **Sistema de laje-mista para edificações residenciais com o uso de perfis embossados de chapa dobrada**. Rio de Janeiro, 2005. <Disponível em file:///C:/Users/DualCore/Downloads/_pdf_64.pdf>. Acesso em 02 de mai.2019.

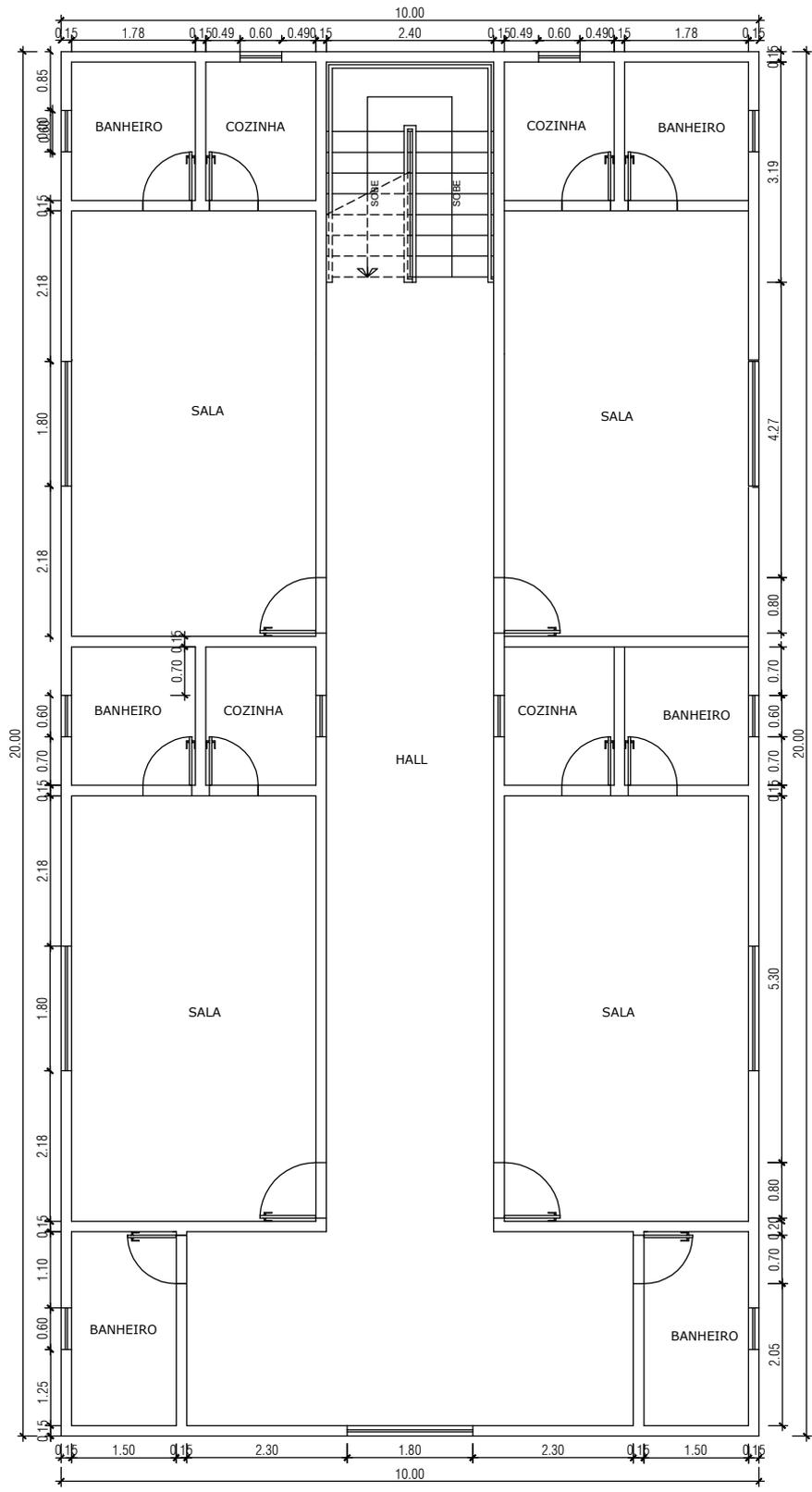
APÊNDICE A - Pvlo Térreo



Descrição:

ESCALA 1:100

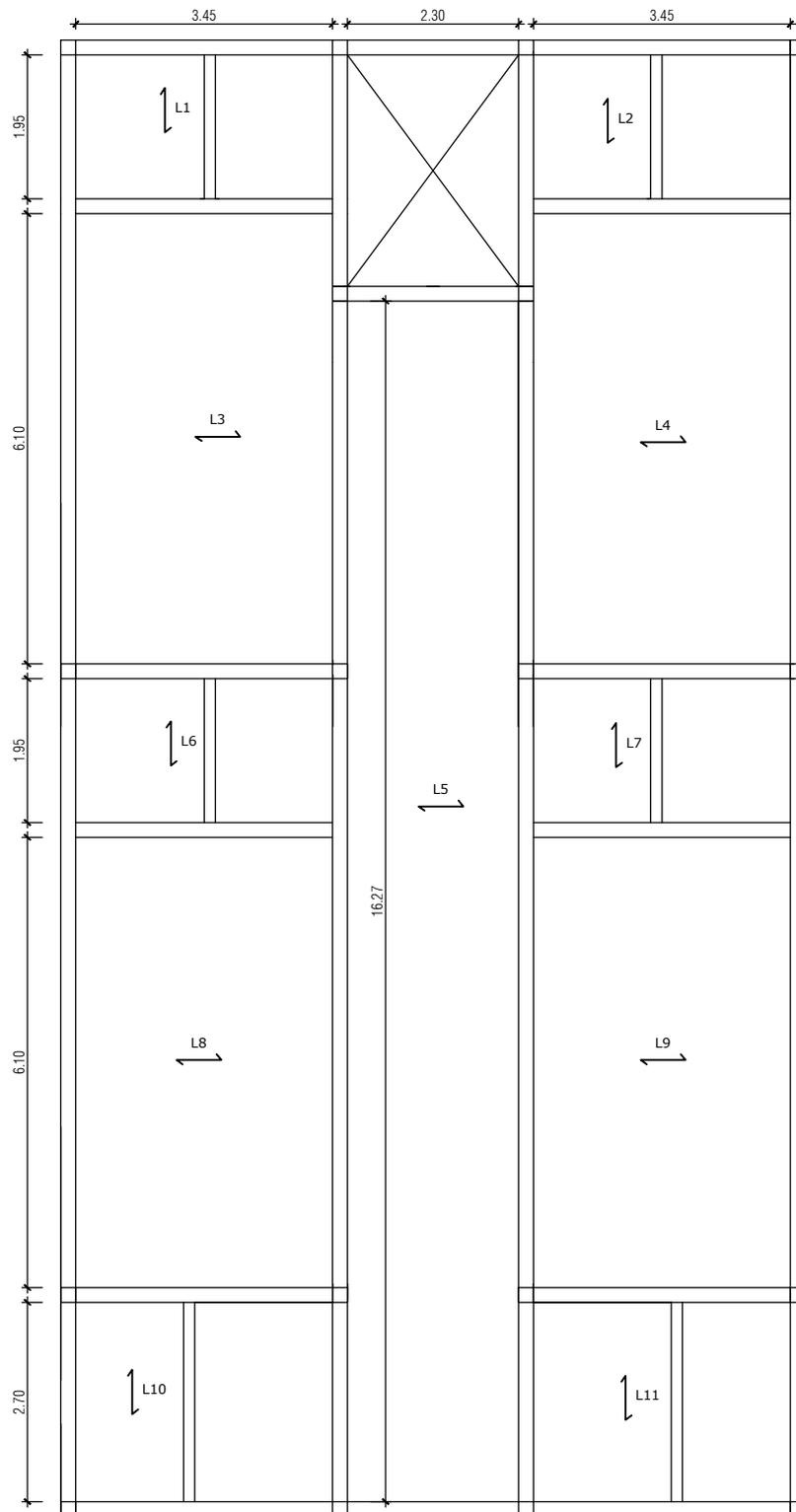
APÊNDICE B - Pvlo Tipo



Descrição:

ESCALA 1:100

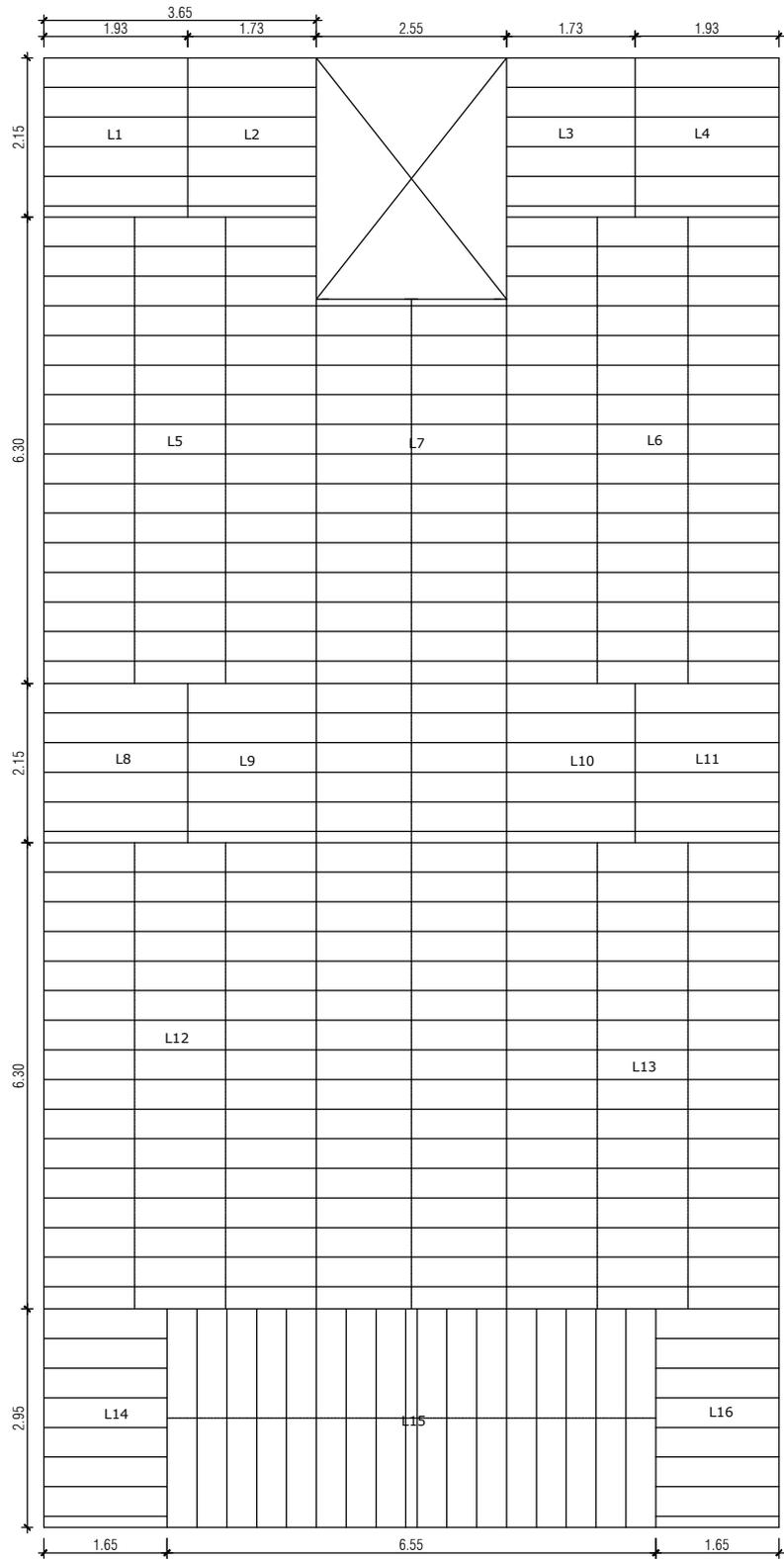
APÊNDICE C - Planta de Forma C.A.



Descrição:

ESCALA 1:100

APÊNDICE D - Planta de Forma L.S.F.



Descrição:

ESCALA 1:100

APÊNDICE E – Dimensionamento Laje Treliçada

Quadro 16 – Reações de apoio e dimensionamento

Reações de apoio sobre as lajes										Dimensionamento							
Laje	Lx(m)	Ly (m)	λ	g1 (kN/m ²)	g2 (kN/m ²)	q (kN/m ²)	ptotal (kN/m ²)	Pvy (kN/m)	Pvx (kN/m)	MF (kN.cm/nerv)	Kmd	Kx	Kz	y (cm)	Verificação LN	As (cm ²)	
L01	2,15	3,65	1,698	1,835	0,70	2,50	5,04	4,70	1,21	125,11	0,02	0,03	0,99	0,26	ok	0,26	
L02	2,15	3,65	1,698	1,835	0,70	2,50	5,04	4,70	1,21	125,11	0,02	0,03	0,99	0,26	ok	0,26	
L03	3,65	6,30	1,726	1,835	0,70	2,50	5,04	8,03	2,01	360,58	0,05	0,07	0,97	0,77	ok	0,77	
L04	3,65	6,30	1,726	1,835	0,70	2,50	5,04	8,03	2,01	360,58	0,05	0,07	0,97	0,77	ok	0,77	
L05	2,50	16,45	2,000	1,835	0,70	2,50	5,04	5,79	3,31	169,16	0,02	0,03	0,99	0,35	ok	0,35	
L06	2,15	3,65	1,698	1,835	0,70	2,50	5,04	4,70	1,21	125,11	0,02	0,03	0,99	0,26	ok	0,26	
L07	2,15	3,65	1,698	1,835	0,70	2,50	5,04	4,70	1,21	125,11	0,02	0,03	0,99	0,26	ok	0,26	
L08	3,65	6,30	1,726	1,835	0,70	2,50	5,04	8,03	2,01	360,58	0,05	0,07	0,97	0,77	ok	0,77	
L09	3,65	6,30	1,726	1,835	0,70	2,50	5,04	8,03	2,01	360,58	0,05	0,07	0,97	0,77	ok	0,77	
L10	2,90	3,65	1,259	1,835	0,70	2,50	5,04	5,80	1,89	227,62	0,03	0,05	0,98	0,48	ok	0,48	
L11	2,90	3,65	1,259	1,835	0,70	2,50	5,04	5,80	1,89	227,62	0,03	0,05	0,98	0,48	ok	0,48	

Fonte: a autora.

Quadro 17 – Escolha da Armadura Longitudinal

Escolha da Bitola das Barras									
Laje	As (cm ²)	As mín (cm ²)	As adotada (cm ²)	Treliça	# Treliça (mm)	As adicional (cm ²)	As adicional adot.(cm ²)	Arm. Adicional	As. Efetiva (cm ²)
L01	0,2609	0,24	0,261	TB12M	5	-0,131	0,000	*	0,392
L02	0,2609	0,24	0,261	TB12M	5	-0,131	0,000	*	0,392
L03	0,7669	0,24	0,767	TB12M	5	0,375	0,392	2#5,0 mm	0,784
L04	0,7669	0,24	0,767	TB12M	5	0,375	0,392	2#5,0 mm	0,784
L05	0,3540	0,24	0,354	TB12M	5	-0,038	0,000	*	0,392
L06	0,2609	0,24	0,261	TB12M	5	-0,131	0,000	*	0,392
L07	0,2609	0,24	0,261	TB12M	5	-0,131	0,000	*	0,392
L08	0,7669	0,24	0,767	TB12M	5	0,375	0,392	2#5,0 mm	0,784
L09	0,7669	0,24	0,767	TB12M	5	0,375	0,392	2#5,0 mm	0,784
L10	0,4786	0,24	0,479	TB12M	5	0,087	0,196	1#5,0 mm	0,588
L11	0,4786	0,24	0,479	TB12M	5	0,087	0,196	1#5,0 mm	0,588

Fonte: a autora.

Quadro 18 – Dimensionamento das nervuras que recebem paredes

Nervuras que Recebem Paredes											
Laje	Lx- parede	ptotal laje	Pparede (kN/m)	qnervura (kN/m)	M (kN.cm/nerv)	Kmd	Kx	Kz	y (cm)	Verif. LN	As (cm ²)
L01	2,15	5,04	5,61	8,43	487,09	0,0504	0,08	0,97	0,80	ok	1,04
L02	2,15	5,04	5,61	8,43	487,09	0,0504	0,08	0,97	0,80	ok	1,04
L06	2,15	5,04	5,61	8,43	487,09	0,0504	0,08	0,97	0,80	ok	1,04
L07	2,15	5,04	5,61	8,43	487,09	0,0504	0,08	0,97	0,80	ok	1,04
L10	2,90	5,04	5,61	8,43	886,19	0,0918	0,14	0,94	1,49	ok	1,94
L11	2,90	5,04	5,61	8,43	886,19	0,0918	0,14	0,94	1,49	ok	1,94

Fonte: a autora.

Quadro 19 -Escolha da Armadura para nervuras que recebem paredes

Escolha da Bitola das Barras - Nervuras que recebem parede							
Laje	As (cm ²)	As mín total (cm ²)	# Treliça (mm)	As adicional	Arm. Adicional	Reação da Laje sobre a viga (kN)	As efetivo (cm ²)
L01	1,04	0,552	5	0,645	2#7,0 mm	6,03	1,182
L02	1,04	0,552	5	0,645	2#7,0 mm	6,03	1,182
L06	1,04	0,552	5	0,645	2#7,0 mm	6,03	1,182
L07	1,04	0,552	5	0,645	2#7,0 mm	6,03	1,182
L10	1,94	0,552	5	1,548	3#8,0mm	8,13	1,901
L11	1,94	0,552	5	1,548	3#8,0mm	8,13	1,901

Fonte: a autora.

Quadro 20 – Verificação ao cisalhamento

Verificação ao cisalhamento							
Laje	Vc (kN/m)	Vsd (kN/m)	τ_{rd} (kN/cm ²)	As1 (cm ²)	ρ_1	Vrd1 (kN)	Verificação
L01	5,41	7,58	0,03	1,574	0,001211	71,57	s/arm.transversal
L02	5,41	7,58		1,574	0,001211	71,57	s/arm.transversal
L03	9,19	12,87		0,784	0,000603	70,18	s/arm.transversal
L04	9,19	12,87		0,784	0,000603	70,18	s/arm.transversal
L05	6,29	8,81		0,392	0,000302	69,49	s/arm.transversal
L06	5,41	7,58		1,574	0,001211	71,57	s/arm.transversal
L07	5,41	7,58		1,574	0,001211	71,57	s/arm.transversal
L08	9,19	12,87		0,784	0,000603	70,18	s/arm.transversal
L09	9,19	12,87		0,784	0,000603	70,18	s/arm.transversal
L10	7,30	10,22		2,489	0,001915	73,19	s/arm.transversal
L11	7,30	10,22		2,489	0,001915	73,19	s/arm.transversal

Fonte: a autora.

Quadro 21 – Verificação a fissuração

Verificação Fissuração									Verificação Abertura de Fissura						
Laje	Lx(m)	g1 (kN/m ²)	g2 (kN/m ²)	q (kN/m ²)	p total (kN/m ²)	Ma (kN.cm)	Mr (kN.cm)	Verificação	Mcf	Tsi (Mpa)	ρ_r (cm ² /cm ²)	Wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk (mm)	Verificação
L01	2,15	1,84	0,70	2,50	3,54	87,84	153,35	sem fissuração	*	*	*	*	*	*	*
L02	2,15	1,84	0,70	2,50	3,54	87,84	153,35	sem fissuração	*	*	*	*	*	*	*
L03	3,65	1,84	0,70	2,50	3,54	253,16	153,35	não ok	288,97	298,61	0,01	0,16	0,16	0,16	ok
L04	3,65	1,84	0,70	2,50	3,54	253,16	153,35	não ok	288,97	298,61	0,01	0,16	0,16	0,16	ok
L05	2,5	1,84	0,70	2,50	3,54	118,77	153,35	sem fissuração	*	*	*	*	*	*	*
L06	2,15	1,84	0,70	2,50	3,54	87,84	153,35	sem fissuração	*	*	*	*	*	*	*
L07	2,15	1,84	0,70	2,50	3,54	87,84	153,35	sem fissuração	*	*	*	*	*	*	*
L08	3,65	1,84	0,70	2,50	3,54	253,16	153,35	não ok	288,97	298,61	0,01	0,16	0,16	0,16	ok
L09	3,65	1,84	0,70	2,50	3,54	253,16	153,35	não ok	288,97	298,61	0,01	0,16	0,16	0,16	ok
L10	2,9	1,84	0,70	2,50	3,54	159,81	153,35	não ok	182,42	245,69	0,01	0,11	0,17	0,11	ok
L11	2,9	1,84	0,70	2,50	3,54	159,81	153,35	não ok	182,42	245,69	0,01	0,11	0,17	0,11	ok

Fonte: a autora.

Quadro 22 – Verificação da flecha e contraflecha

Verificação Flecha												
As efetiva (cm ²)	a ₂	a ₃	LN X _{II} (cm)	I _{x,II0} (cm ⁴)	I _{eq} (cm ⁴)	a _{imediat a} (cm)	a _{total(ε)} (cm)	a _{limite} (cm)	Verificação	Contraflecha (cm)	Flecha (cm)	Verificação
0,392	135,87	-314,27	1,80	568,69	30495,10	0,01	0,01	0,86	ok	*	*	*
0,392	135,87	-314,27	1,80	568,69	30495,10	0,01	0,01	0,86	ok	*	*	*
0,784	139,73	-364,54	2,00	1050,49	2193,46	0,64	1,58	1,46	não ok	1	0,58	ok
0,784	139,73	-364,54	2,00	1050,49	2193,46	0,64	1,58	1,46	não ok	1	0,58	ok
0,392	135,87	-314,27	1,80	568,69	12675,94	0,02	0,06	1	ok	*	*	*
0,392	135,87	-314,27	1,80	568,69	30495,10	0,01	0,01	0,86	ok	*	*	*
0,392	135,87	-314,27	1,80	568,69	30495,10	0,01	0,01	0,86	ok	*	*	*
0,784	139,73	-364,54	2,00	1050,49	2193,46	0,64	1,58	1,46	não ok	1	0,58	ok
0,784	139,73	-364,54	2,00	1050,49	2193,46	0,64	1,58	1,46	não ok	1	0,58	ok
0,588	137,80	-339,41	1,90	813,00	5566,47	0,10	0,25	1,16	ok	*	*	*
0,588	137,80	-339,41	1,90	813,00	5566,47	0,10	0,25	1,16	ok	*	*	*

Fonte: a autora.

Quadro 23 – Verificação da contraflecha para peso próprio

Verificação Contraflecha p/ peso próprio									
Laje	As efetiva (cm ²)	a ₂	a ₃	LN X _{II} (cm)	I _{x,II0} (cm ⁴)	I _{eq} (cm ⁴)	a _{imediat a} (cm)	a _{limite} (cm)	Verificação
L03=L04=L08=L09	0,78	139,73	-364,54	2,00	1050,49	2193,46	0,33	0,58	ok

Fonte: a autora.

Quadro 24 – Quantitativo de blocos EPS, concreto e longarinas

Quantitativo de Material - Blocos - Concretos - Longarinas										
Laje	Dist. Face/Face		Alaje (m ²)	Ce (cm)	100	Consumo Concreto (m ³)	Bf (cm)	43	Longarinas Extras	Compr. Total Longarinas (m)
	Lx (m)	Ly (m)		Quant. Blocos	Consumo Concreto (m ³ /m ²)		Compr. Longarinas	Quant. Longarinas		
L01	1,95	3,45	6,73	16	0,073	0,492	2,05	10	1	22,55
L02	1,95	3,45	6,73	16	0,073	0,492	2,05	10	1	22,55
L03	3,45	6,10	21,05	49	0,073	1,539	3,55	16	0	56,8
L04	3,45	6,10	21,05	49	0,073	1,539	3,55	16	0	56,8
L05	2,30	16,25	37,38	87	0,073	2,734	2,40	39	0	93,6
L06	1,95	3,45	6,73	16	0,073	0,492	2,05	10	1	22,55
L07	1,95	3,45	6,73	16	0,073	0,492	2,05	10	1	22,55
L08	3,45	6,10	21,05	49	0,073	1,539	3,55	16	0	56,8
L09	3,45	6,10	21,05	49	0,073	1,539	3,55	16	0	56,8
L10	2,70	3,45	9,32	22	0,073	0,681	2,80	10	1	30,8
L11	2,70	3,45	9,32	22	0,073	0,681	2,80	10	1	30,8
Somatório			167,10	391		12,221				472,60

Fonte: a autora.

Quadro 25 – Quantitativo de treliça e armadura adicional

Quantitativo Material - Aço (Treliça - Armadura Adicional)											
Laje	Treliça	Peso Treliça (kg)	Compr. Long. (m)	Consumo Aço Treliça (kg)	Armadura Adicional Longarinas	Quant. Armad. Adicional	Peso Barra (kg/m)	Armadura Adic. Long. Extras	Quant. Armadura Adic. Long. Extras	Peso Barra (kg/m)	Consumo Aço Adicional
L01	TB12M	0,886	2,05	19,98	*	0	0	2#7,0 mm	2	0,604	2,48
L02	TB12M	0,886	2,05	19,98	*	0	0	2#7,0 mm	2	0,604	2,48
L03	TB12M	0,886	3,55	50,32	2#5,0 mm	2	0,154	x-x-x	0	0	17,49
L04	TB12M	0,886	3,55	50,32	2#5,0 mm	2	0,154	x-x-x	0	0	17,49
L05	TB12M	0,886	2,40	82,93	*	0	0	x-x-x	0	0	0,00
L06	TB12M	0,886	2,05	19,98	*	0	0	2#7,0 mm	2	0,604	2,48
L07	TB12M	0,886	2,05	19,98	*	0	0	2#7,0 mm	2	0,604	2,48
L08	TB12M	0,886	3,55	50,32	2#5,0 mm	2	0,154	x-x-x	0	0	17,49
L09	TB12M	0,886	3,55	50,32	2#5,0 mm	2	0,154	x-x-x	0	0	17,49
L10	TB12M	0,886	2,80	27,29	1#5,0 mm	1	0,154	3#8,0mm	3	1,185	14,27
L11	TB12M	0,886	2,80	27,29	1#5,0 mm	1	0,154	3#8,0mm	3	1,185	14,27
Somatório				418,72							108,42

Fonte: a autora.

Quadro 26 – Quantitativo armadura de borda

Quantitativo Material - Aço (Armadura de Borda)											
Laje	Dist. Face/Face Viga				Armadura de Borda	Peso Barra (kN/m)	Quantidade e Barras de Borda lx	Compr. Barras de Borda lx (m)	Quantidade e Barras de Borda ly	Compr. Barras de Borda ly (m)	Consumo Aço Arm. Borda
	lx (m)	Borda lx	ly (m)	Borda ly							
L01	1,95	2	3,45	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	13,0	0,8	11,5	1,0	4,88
L02	1,95	2	3,45	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	13,0	0,8	11,5	1,0	4,88
L03	3,45	0	6,10	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	0,0	1,0	23,8	1,4	7,47
L04	3,45	0	6,10	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	0,0	1,0	23,8	1,4	7,47
L05	2,30	2	16,25	0	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	15,3	0,8	0,0	2,9	2,88
L06	1,95	1	3,45	0	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	6,5	0,8	0,0	1,0	1,14
L07	1,95	1	3,45	0	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	6,5	0,8	0,0	1,0	1,14
L08	3,45	0	6,10	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	0,0	1,0	20,3	1,4	6,39
L09	3,45	0	6,10	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	0,0	1,0	20,3	1,4	6,39
L10	2,70	1	3,45	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	9,0	0,9	11,5	1,0	4,41
L11	2,70	1	3,45	1	# 6,0 c/ 30 cm	0,222	9,0	0,9	11,5	1,0	4,41
Somatório											51,47

Fonte: a autora.

Quadro 27 – Quantitativo armadura de continuidade

Quantitativo Material - Aço (Armadura de Continuidade)							
Laje	Dist. Det. Compr. Barras l (m)	Dist. Det. Quant. Barras l (m)	Armadura de Continuidade	Peso Barra (kg/m)	Compr. Barras Arm. Cont.	Quant. Barras Arm. Cont.	Consumo Aço Arm. Cont. (kg)
L1/L3	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L2/L4	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L3/L6	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L4/L7	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L6/L8	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L7/L9	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L8/L10	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L9/L11	6,30	3,65	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	4,2	9	8,7
L5/L3,L6,L8,L10	3,45	16,45	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	2,7	39	23,7
L5/L4,L7,L9,L11	3,45	16,45	# 6,0 c/ 43 cm	0,222	2,7	39	23,7
Somatório							117,43

Fonte: a autora.

Quadro 28 – Quantitativo da armadura de continuidade

Quantitativo de Material - Aço (Armadura de Distribuição)									
Laje	Dist. Face/Face Viga		Alaje (m ²)	Bf	43	Espaçamento	30	Peso da barra (kg/m)	Consumo o Aço Arm. Distr. (Kg)
	Lx (m)	Ly (m)		Arm. Adotada Dir. x	Quantida de Barras Arm. Dist. LX	Arm. Adotada Dir. y	Quantida de Barras Arm. Dist		
L01	1,95	3,45	6,7275	# 5,0 c/ 43 cm	8	# 5,0 c/ 30cm	7	0,154	6,4
L02	1,95	3,45	6,7275	# 5,0 c/ 43 cm	8	# 5,0 c/ 30cm	7	0,154	6,4
L03	3,45	6,10	21,045	# 5,0 c/ 43 cm	14	# 5,0 c/ 30cm	12	0,154	19,5
L04	3,45	6,10	21,045	# 5,0 c/ 43 cm	14	# 5,0 c/ 30cm	12	0,154	19,5
L05	2,30	16,25	37,375	# 5,0 c/ 43 cm	38	# 5,0 c/ 30cm	8	0,154	97,9
L06	1,95	3,45	6,7275	# 5,0 c/ 43 cm	8	# 5,0 c/ 30cm	7	0,154	6,4
L07	1,95	3,45	6,7275	# 5,0 c/ 43 cm	8	# 5,0 c/ 30cm	7	0,154	6,4
L08	3,45	6,10	21,045	# 5,0 c/ 43 cm	14	# 5,0 c/ 30cm	12	0,154	19,5
L09	3,45	6,10	21,045	# 5,0 c/ 43 cm	14	# 5,0 c/ 30cm	12	0,154	19,5
L10	2,70	3,45	9,315	# 5,0 c/ 43 cm	8	# 5,0 c/ 30cm	9	0,154	8,0
L11	2,70	3,45	9,315	# 5,0 c/ 43 cm	8	# 5,0 c/ 30cm	9	0,154	8,0
Somatório			167,095						217,43

Fonte: a autora.

APÊNDICE F – Dimensionamento Laje LSF seca

Quadro 29 – Reações de apoio

Reações de apoio sobre as lajes							
Laje	Lx(m)	Ly (m)	g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	q (kN/m)	Fd (kN/m)	Msd (kN.m)
L01	1,93	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,95
L02	1,73	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,77
L03	1,73	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,77
L04	1,93	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,95
L05	3,65	6,30	0,028	0,382	1,00	2,05	3,41
L06	3,65	6,30	0,028	0,382	1,00	2,05	3,41
L07	2,55	13,55	0,028	0,382	1,00	2,05	1,67
L08	1,93	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,95
L09	1,73	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,77
L10	1,73	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,77
L11	1,93	2,15	0,028	0,382	1,00	2,05	0,95
L12	3,65	6,3	0,028	0,382	1,00	2,05	3,41
L13	3,65	6,3	0,028	0,382	1,00	2,05	3,41
L14	1,65	2,95	0,028	0,382	1,00	2,05	0,70
L15	2,95	6,55	0,028	0,382	1,00	2,05	2,23
L16	1,65	2,95	0,028	0,382	1,00	2,05	0,70

Fonte: a autora.

Quadro 30 – Verificação do início do escoamento na seção efetiva

Verificação perfil início escoamento na seção efetiva					
Laje	Msd (kN.m)	Msd (kN.cm)	Ml (kN.cm)	Mrd (kN.cm)	Verificação
L01	0,95	95,47	437,44	385,77	ok
L02	0,77	76,71	437,44	385,77	ok
L03	0,77	76,71	437,44	385,77	ok
L04	0,95	95,47	437,44	385,77	ok
L05	3,41	341,38	437,44	385,77	ok
L06	3,41	341,38	437,44	385,77	ok
L07	1,67	166,66	437,44	385,77	ok
L08	0,95	95,47	437,44	385,77	ok
L09	0,77	76,71	437,44	385,77	ok
L10	0,77	76,71	437,44	385,77	ok
L11	0,95	95,47	437,44	385,77	ok
L12	3,41	341,38	437,44	385,77	ok
L13	3,41	341,38	437,44	385,77	ok
L14	0,70	69,78	437,44	385,77	ok
L15	2,23	223,05	437,44	385,77	ok
L16	0,70	69,78	437,44	385,77	ok

Fonte: a autora.

Quadro 31 – Verificação flambagem lateral com torção

Verificação flambagem lateral com torção												
Laje	Msd (kN.cm)	MI (kN.cm)	Lx (m)	Ney	Nez	Me	λ_0	χ_{FLT}	λ_p	Wc,ef	Mrd (kN.cm)	Verificação
L01	95,47	437,44	1,93	33,62	46,87	309,22	1,42	0,50	0,84	17,00	246,86	ok
L02	76,71	437,44	1,73	41,84	57,78	383,00	1,27	0,61	0,93	15,89	282,39	ok
L03	76,71	437,44	1,73	41,84	57,78	383,00	1,27	0,61	0,93	15,89	282,39	ok
L04	95,47	437,44	1,93	33,62	46,87	309,22	1,42	0,50	0,84	17,00	246,86	ok
L05	341,38	437,44	3,65	9,40	14,75	91,72	2,60	0,15	0,46	19,36	83,38	não ok
L06	341,38	437,44	3,65	9,40	14,75	91,72	2,60	0,15	0,46	19,36	83,38	não ok
L07	166,66	437,44	2,55	19,26	27,83	180,32	1,85	0,29	0,64	19,36	163,93	não ok
L08	95,47	437,44	1,93	33,62	46,87	309,22	1,42	0,50	0,84	17,00	246,86	ok
L09	76,71	437,44	1,73	41,84	57,78	383,00	1,27	0,61	0,93	15,89	282,39	ok
L10	76,71	437,44	1,73	41,84	57,78	383,00	1,27	0,61	0,93	15,89	282,39	ok
L11	95,47	437,44	1,93	33,62	46,87	309,22	1,42	0,50	0,84	17,00	246,86	ok
L12	341,38	437,44	3,65	9,40	14,75	91,72	2,60	0,15	0,46	19,36	83,38	não ok
L13	341,38	437,44	3,65	9,40	14,75	91,72	2,60	0,15	0,46	19,36	83,38	não ok
L14	69,78	437,44	1,65	45,99	63,29	420,28	1,21	0,66	0,96	15,51	295,57	ok
L15	223,05	437,44	2,95	14,39	21,37	136,59	2,13	0,22	0,56	19,36	124,18	não ok
L16	69,78	437,44	1,65	45,99	63,29	420,28	1,21	0,66	0,96	15,51	295,57	ok

Fonte: a autora.

Quadro 32 – Verificação FLT considerando travamento nas vigas de piso

Considerando travamentos nas vigas piso									
Laje	Ney	Nez	Me	λ_0	χ_{FLT}	λ_p	Wc,ef	Mrd (kN.cm)	Verificação
L01	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L02	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L03	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L04	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L05	84,59	114,48	766,59	0,90	0,86	1,104	14,04	351,55	ok
L06	84,59	114,48	766,59	0,90	0,86	1,104	14,04	351,55	ok
L07	77,03	104,45	698,73	0,94	0,84	1,088	14,19	345,33	ok
L08	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L09	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L10	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L11	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L12	84,59	114,48	766,59	0,90	1,24	1,324	12,19	438,95	ok
L13	84,59	114,48	766,59	0,90	1,24	1,324	12,19	438,95	ok
L14	*	*	*	*	*	*	*	*	*
L15	57,55	78,62	524,02	1,09	0,85	1,094	14,13	347,76	ok
L16	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Fonte: a autora.

Quadro 33 – Verificação flambagem distorcional

Verificação flambagem distorcional			
Laje	Msd (kN.cm)	Mrd (kN.cm)	Verificação
L01	95,47	414,95	ok
L02	76,71	414,95	ok
L03	76,71	414,95	ok
L04	95,47	414,95	ok
L05	341,38	414,95	ok
L06	341,38	414,95	ok
L07	166,66	414,95	ok
L08	95,47	414,95	ok
L09	76,71	414,95	ok
L10	76,71	414,95	ok
L11	95,47	414,95	ok
L12	341,38	414,95	ok
L13	341,38	414,95	ok
L14	69,78	414,95	ok
L15	223,05	414,95	ok
L16	69,78	414,95	ok

Fonte: a autora.

Quadro 34 – Verificação da força cortante e da combinação força cortante + momento fletor

Verificação da Força Cortante				Verificação da Força Cortante e Momento Fletor combinados			
Laje	Vrd (kN)	Vsd (kN)	Verificação	Msd (kN.cm)	Mrd (kN.cm)	Combinação	Verificação
L01	8,03	1,98	ok	95,47	385,77	0,122	ok
L02	8,03	1,77	ok	76,71	385,77	0,088	ok
L03	8,03	1,77	ok	76,71	385,77	0,088	ok
L04	8,03	1,98	ok	95,47	385,77	0,122	ok
L05	8,03	3,74	ok	341,38	385,77	1,000	ok
L06	8,03	3,74	ok	341,38	385,77	1,000	ok
L07	8,03	2,61	ok	166,66	385,77	0,293	ok
L08	8,03	1,98	ok	95,47	385,77	0,122	ok
L09	8,03	1,77	ok	76,71	385,77	0,088	ok
L10	8,03	1,77	ok	76,71	385,77	0,088	ok
L11	8,03	1,98	ok	95,47	385,77	0,122	ok
L12	8,03	3,74	ok	341,38	385,77	1,000	ok
L13	8,03	3,74	ok	341,38	385,77	1,000	ok
L14	8,03	1,69	ok	69,78	385,77	0,077	ok
L15	8,03	3,02	ok	223,05	385,77	0,476	ok
L16	8,03	1,69	ok	69,78	385,77	0,077	ok

Fonte: a autora.

Quadro 35 – Verificação de deslocamento

Verificação de deslocamento												
Laje	L (cm)	g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	q (kN/m)	Fser (kN/cm)	Mn (kN.cm)	MI (kN.cm)	λ_{pd}	Ix (cm ⁴)	$\delta_{m\acute{a}x}$	δ	Verificação
L01	1,93	0,028	0,382	1,00	0,008	37,71	437,44	0,29	193,57	0,55	0,04	ok
L02	1,73	0,028	0,382	1,00	0,008	30,30	437,44	0,26	193,57	0,49	0,02	ok
L03	1,73	0,028	0,382	1,00	0,008	30,30	437,44	0,26	193,57	0,49	0,02	ok
L04	1,93	0,028	0,382	1,00	0,008	37,71	437,44	0,29	193,57	0,55	0,04	ok
L05	3,65	0,028	0,382	1,00	0,008	134,86	437,44	0,56	193,57	1,04	0,48	ok
L06	3,65	0,028	0,382	1,00	0,008	134,86	437,44	0,56	193,57	1,04	0,48	ok
L07	2,55	0,028	0,382	1,00	0,008	65,82	437,44	0,39	193,57	0,73	0,12	ok
L08	1,93	0,028	0,382	1,00	0,008	37,71	437,44	0,29	193,57	0,55	0,04	ok
L09	1,73	0,028	0,382	1,00	0,008	30,30	437,44	0,26	193,57	0,49	0,02	ok
L10	1,73	0,028	0,382	1,00	0,008	30,30	437,44	0,26	193,57	0,49	0,02	ok
L11	1,93	0,028	0,382	1,00	0,008	37,71	437,44	0,29	193,57	0,55	0,04	ok
L12	3,65	0,028	0,382	1,00	0,008	134,86	437,44	0,56	193,57	1,04	0,48	ok
L13	3,65	0,028	0,382	1,00	0,008	134,86	437,44	0,56	193,57	1,04	0,48	ok
L14	1,65	0,028	0,382	1,00	0,008	27,56	437,44	0,25	193,57	0,47	0,02	ok
L15	2,95	0,028	0,382	1,00	0,008	88,10	437,44	0,45	193,57	0,84	0,21	ok
L16	1,65	0,028	0,382	1,00	0,008	27,56	437,44	0,25	193,57	0,47	0,02	ok

Fonte: a autora.

Quadro 36 – Verificação dos parafusos

Verificação Parafuso							
Laje	L (cm)	Msd, seção Ftool (kN.m)	Msd, seção (kN.mm)	ϕ adot. (mm)	Ft,sd (kN)	Fa,Rd (kN)	Verificação
L01	1,93	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L02	1,73	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L03	1,73	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L04	1,93	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L05	1,22	0,30	300	19,6	15,31	28,96	ok
L06	1,22	0,30	300	19,6	15,31	28,96	ok
L07	1,28	0,30	300	19,6	15,31	28,96	ok
L08	1,93	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L09	1,73	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L10	1,73	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L11	1,93	0,50	500	19,6	25,51	28,96	ok
L12	1,22	0,30	300	19,6	15,31	28,96	ok
L13	1,22	0,30	300	19,6	15,31	28,96	ok
L14	1,65	0,40	400	19,6	20,41	28,96	ok
L15	1,48	0,30	300	19,6	15,31	28,96	ok
L16	1,65	0,40	400	19,6	20,41	28,96	ok

Fonte: a autora.

Quadro 37 – Quantitativo de materiais

Quantitativo Materiais							
Laje	Lx (m)	Ly (m)	A_{laje} (m²)	Perfil Ue	Placa OSB	Parafusos_{perfil/OSB}	Barras Travamento
L01	1,93	2,15	4,15	5	2	85	*
L02	1,73	2,15	3,72	5	2	78	*
L03	1,73	2,15	3,72	5	2	78	*
L04	1,93	2,15	4,15	5	2	85	*
L05	3,65	6,3	23,00	15	8	425	47
L06	3,65	6,3	23,00	15	8	425	47
L07	2,55	13,55	34,55	31	12	651	68
L08	1,93	2,15	4,15	5	2	85	*
L09	1,73	2,15	3,72	5	2	78	*
L10	1,73	2,15	3,72	5	2	78	*
L11	1,93	2,15	4,15	5	2	85	*
L12	3,65	6,3	23,00	15	8	425	47
L13	3,65	6,3	23,00	15	8	425	47
L14	1,65	2,95	4,87	7	2	105	*
L15	2,95	6,55	19,32	15	7	355	33
L16	1,65	2,95	4,87	7	2	105	22
TOTAL				160	71	3568	311

Fonte: a autora.

ANEXO A – Quadro com dimensões dos perfis Ue

Perfil			Dimensões						Eixo x				Eixo y						
Ue	m kg/m	A cm ²	b _w mm	b _f mm	D mm	t _e mm	t mm	r _i mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	X ₂ cm	X _c cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	I _t cm ⁴	C _w cm ⁶	r _o cm
90 x 39 x 12 x 0,80	1,12	1,43	90,00	39,00	12,00	0,80	0,76	0,80	18,57	4,13	3,61	1,27	3,12	3,14	1,20	1,48	0,003	56,32	4,99
90 x 39 x 12 x 0,95	1,33	1,70	90,00	39,00	12,00	0,95	0,91	0,95	21,99	4,89	3,60	1,27	3,10	3,70	1,41	1,48	0,005	66,24	4,97
90 x 39 x 12 x 1,25	1,75	2,23	90,00	39,00	12,00	1,25	1,21	1,25	28,61	6,36	3,58	1,27	3,06	4,75	1,81	0,15	0,0110	85,03	4,93
140 x 39 x 12 x 0,80	1,42	1,81	140,00	39,00	12,00	0,80	0,76	0,80	52,13	7,45	5,37	1,01	2,62	3,60	1,25	1,41	0,004	143,35	6,14
140 x 39 x 12 x 0,95	1,69	2,16	140,00	39,00	12,00	0,95	0,91	0,95	61,85	8,84	5,36	1,01	2,60	4,24	1,47	1,40	0,0060	168,96	6,12
140 x 39 x 12 x 1,25	2,23	2,84	140,00	39,00	12,00	1,25	1,21	1,25	80,80	11,54	5,33	1,01	2,57	5,45	1,89	1,39	0,014	217,78	6,08
200 x 39 x 12 x 0,80	1,78	2,27	200,00	39,00	12,00	0,80	0,76	0,80	122,82	12,28	7,36	0,82	2,21	3,95	1,28	1,32	0,004	316,03	7,80
200 x 39 x 12 x 0,95	2,12	2,70	200,00	39,00	12,00	0,95	0,91	0,95	145,93	14,59	7,35	0,80	2,20	4,65	1,51	1,31	0,008	372,88	7,78
200 x 39 x 12 x 1,25	2,80	3,57	200,00	39,00	12,00	1,25	1,21	1,25	191,17	19,12	7,32	0,82	2,17	5,98	1,94	1,29	0,018	481,68	7,74
90 x 40 x 12 x 0,80	1,13	1,44	90,00	40,00	12,00	0,80	0,76	0,80	18,88	4,19	3,62	1,31	3,21	3,30	1,24	1,52	0,0028	59,70	5,07
90 x 40 x 12 x 0,95	1,35	1,72	90,00	40,00	12,00	0,95	0,91	0,95	22,35	4,97	3,61	1,31	3,19	3,93	1,46	1,51	0,005	70,23	5,05
90 x 40 x 12 x 1,25	1,77	2,26	90,00	40,00	12,00	1,25	1,21	1,25	29,09	6,46	3,59	1,31	3,15	5,05	1,88	1,50	0,011	90,19	5,01
140 x 40 x 12 x 0,80	1,43	1,83	140,00	40,00	12,00	0,80	0,76	0,80	52,87	7,55	5,38	1,05	2,70	3,83	1,30	1,45	0,004	151,95	6,19
140 x 40 x 12 x 0,95	1,71	2,17	140,00	40,00	12,00	0,95	0,91	0,95	62,73	8,96	5,37	1,05	2,68	4,51	1,53	1,44	0,0060	179,14	6,17
140 x 40 x 12 x 1,25	2,25	2,86	140,00	40,00	12,00	1,25	1,21	1,25	81,97	11,71	5,35	1,05	2,65	5,80	1,96	1,42	0,014	231,02	6,14
200 x 40 x 12 x 0,80	1,19	2,28	200,00	40,00	12,00	0,80	0,76	0,80	124,33	12,43	7,38	0,84	2,29	4,20	1,33	1,36	0,004	335,08	7,84
200 x 40 x 12 x 0,95	2,14	2,72	200,00	40,00	12,00	0,95	0,91	0,95	147,74	14,77	7,37	0,85	2,27	4,95	1,57	1,35	0,008	395,48	7,82
200 x 40 x 12 x 1,25	2,82	3,59	200,00	40,00	12,00	1,25	1,21	1,25	193,57	19,36	7,34	0,85	2,24	6,35	2,02	1,33	0,018	511,10	7,79

NOTA espessura do revestimento metálico considerada no cálculo: $t = 0.036\text{mm}$.

Fonte: ABNT NBR 15253, 2014, p. 24 (adaptado).