

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

HENRIQUE CATOIA FONSECA

A PLATAFORMA BIM E SUA APLICAÇÃO NO CUSTEIO DO CICLO DE
VIDA PARA PROJETOS ESTRUTURAIS EM MADEIRA E EM AÇO:
ANÁLISE E ESTUDO DE CASO

São Carlos

2021

HENRIQUE CATOIA FONSECA

A PLATAFORMA BIM E SUA APLICAÇÃO NO CUSTEIO DO CICLO DE
VIDA PARA PROJETOS ESTRUTURAIS EM MADEIRA E EM AÇO:
ANÁLISE E ESTUDO DE CASO

Monografia apresentada ao Curso de
Engenharia Civil, da Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Tit. Francisco Antonio Rocco
Lahr

São Carlos

2021

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Henrique Catoia Fonseca

Título da tese: "A plataforma BIM e sua aplicação no custeio do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço: análise e estudo de caso".

Orientador: Prof. Francisco Antônio Rocco Lahr

Data da defesa: 14/12/2021

Comissão Julgadora

Resultado

Prof. Titular **Carlito Calil Junior**

Aprovado

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof.^a **Raquel Schmitt Cavalheiro**

Aprovado

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Me. **Felipi Pablo Damasceno Fernandes**

Aprovado

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Docente responsável pela disciplina 1800094 - Trabalho de Conclusão de Curso

II junto à turma do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET):



Prof.^a Dr.^a Alessandra Lorenzetti de Castro

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, pela saúde e pelas oportunidades recebidas, sem as quais não teria sido possível chegar a este momento.

Aos meus pais, Luiza e Roberto, à minha companheira, Sara, e à minha família, sem cujo apoio, carinho e compreensão este trabalho não teria sido concretizado.

Ao prof. Tit. Francisco Antonio Rocco Lahr, pelas suas inúmeras contribuições e ideias, pelo entusiasmo e pelo apoio incondicional fornecidos durante o desenvolvimento deste trabalho.

À Dra. Raquel Schmitt Cavalheiro, pelo seu auxílio nos momentos difíceis, pela troca de ideias e pela paciência.

Ao prof. Tit. Maximiliano Malite, pela qualidade das aulas ministradas e do material disponibilizado.

À doutoranda Anne Caroline Monteiro Diniz, pela dedicação, disponibilidade e atenciosidade.

Ao Jorge Escobar, pelas conversas, pela experiência transmitida e pelo interesse.

RESUMO

FONSECA, H.C. **A plataforma BIM e sua aplicação no custeio do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço: análise e estudo de caso.** 2021. 362 f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

Diante do cenário ambiental global, o setor da construção civil requer mudanças importantes relacionadas à escolha dos materiais nela empregados. Dentre eles, encontram-se a madeira e o aço, alternativas que podem ser empregadas para fins estruturais em coberturas, além de outros usos. Por este motivo, faz-se interessante compará-los a fim de determinar, para o empreendedor, qual solução é mais econômica. Com esta finalidade, pode ser empregada a plataforma *Building Information Modeling* (BIM) para modelar e realizar o Custeio do do Ciclo de Vida (CCV) de cada estrutura, por meio das diversas dimensões do BIM. Assim, no presente trabalho, estruturas de coberturas análogas para um galpão industrial a ser construído em São Carlos/SP em ambos materiais foram projetadas, modeladas no *software* Autodesk® Revit® e orçadas com auxílio do *plug-in* OrçaBIM®. Desta forma, foi determinado que, para o presente estudo de caso, as coberturas em madeira corresponderam à melhor solução, sendo a mais interessante dentre estas aquela composta por madeira C30, dado que forneceram um menor custo total do que a cobertura metálica projetada.

Palavras-chave: Estruturas, Madeira, Aço, BIM, CCV.

ABSTRACT

FONSECA, H.C. **The BIM platform and its application in life cycle cost analysis of lumber and steel structural projects: analysis and case study.** 2021. 362 f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

Considering the global environmental scenario, the civil construction sector requires important changes related to the choice of materials. Among the options are lumber and steel, alternatives that can be used for structural purposes in roofing and other uses. For this reason, it is relevant to compare them in order to determine which solution is cheaper and, therefore, more advantageous for entrepreneurs. For this purpose, the Building Information Modeling (BIM) platform can be used to model and perform the Life Cycle Cost Analysis (LCCA) associated with each structure, through BIM dimensions. Therefore, in this work, analogous roof structures for an industrial shed to be built in São Carlos/SP in both materials were designed, modeled in the software Autodesk® Revit® and budgeted using the plug-in OrçaBIM®. Thus, this work concluded that lumber roof structures were the better solution, being the most interesting among these composed of C30 lumber, since they provided a lower total cost than the designed steel roof structure.

Keywords: Structures, Lumber, Steel, BIM, LCCA.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	5
2.1 Objetivos gerais	5
2.2 Objetivos específicos.....	5
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3.1 Estruturas em Madeira.....	7
3.1.1 Breve histórico do emprego da madeira	7
3.1.2 Propriedades da madeira para fins estruturais	9
3.1.3 Processo de produção da madeira	16
3.1.4 Perspectivas futuras para a madeira na construção civil brasileira	19
3.2 Estruturas em Aço	20
3.2.1 Breve histórico do emprego do aço.....	20
3.2.2 Propriedades do aço para fins estruturais	23
3.2.3 Processo de produção do aço	27
3.2.4 Cálculo do custo de estruturas metálicas	33
3.3 <i>Building Information Modeling</i> (BIM)	34
3.3.1 Definição de BIM.....	34
3.3.2 Histórico e implementação da ferramenta	35
3.3.3 As dimensões da plataforma BIM.....	38
3.3.4 Custeio do Ciclo de Vida (CCV) e a integração BIM-CCV.....	41
4 METODOLOGIA	43
4.1 Elaboração do projeto de cobertura em estrutura metálica	43
4.2 Elaboração do projeto de cobertura em estrutura de madeira.....	44
4.3 Modelagem das coberturas na plataforma BIM.....	45
4.4 Custeio do Ciclo de Vida das coberturas.....	50
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	51
5.1 Dimensionamento das coberturas	51
5.2 Modelagem na plataforma BIM e execução do CCV	56
5.3 Análise comparativa do CCV das coberturas	62
6 CONCLUSÃO	63
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	65

APÊNDICE A – Memorial de cálculo – Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura metálica.....	69
A.1 OBJETIVOS	69
A.2 DADOS INICIAIS	71
A.3 CONCEPÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA	75
A.4 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS	83
A.4.1 Cálculo das ações atuantes.....	83
A.4.2 Carregamentos atuantes nas terças.....	91
A.4.3 Verificação do Estado Limite de Serviço - Deslocamentos	91
A.4.4 Verificação dos Estados Limites Últimos.....	95
A.5 DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS.....	107
A.5.1 Cálculo das ações atuantes.....	107
A.5.2 Carregamentos atuantes nas longarinas	108
A.5.3 Verificação do Estado Limite de Serviço – Deslocamentos.....	108
A.5.4 Verificação dos Estados Limites Últimos.....	111
A.5.5 Verificação dos momentos fletores	115
A.5.6 Verificação das forças cortantes.....	116
A.6 DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO	117
A.6.1 Escolha da seção transversal.....	117
A.6.2 Máximas forças nas rodas.....	119
A.6.3 Fadiga	120
A.6.4 Verificação dos Estados Limites Últimos.....	126
A.6.5 Dimensionamento dos enrijecedores.....	134
A.6.6 Desenho da viga de rolamento	135
A.7 ANÁLISE DOS PÓRTICOS TRANSVERSAIS	137
A.7.1 Cálculo das ações permanentes.....	137
A.7.2 Cálculo das ações variáveis	142
A.7.3 Combinações de ações.....	151
A.8 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS.....	153
A.8.1 Pilares	153
A.8.2 Banzo superior e inferior	153
A.8.3 Diagonais e montantes.....	155
A.9 ANÁLISE ESTRUTURAL	157
A.10 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	159

A.10.1 Deslocamento vertical	159
A.10.2 Deslocamento horizontal	160
A.11 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DAS TRELIÇAS.....	163
A.11.1 Dimensionamento da barra 6 (e de sua simétrica, 11).....	163
A.11.2 Dimensionamento das demais barras	173
A.12 DIMENSIONAMENTO DO CONTRAVENTAMENTO.....	177
A.12.1 Plano do banzo superior.....	177
A.12.2 Plano do banzo inferior.....	178
A.13 VERIFICAÇÃO DO PESO TOTAL DA ESTRUTURA	179
A.14 PROJETO DAS LIGAÇÕES DA COBERTURA.....	183
A.14.1 Ligação entre treliças e pilares.....	183
A.14.2 Ligação dos nós das treliças.....	201
A.14.3 Emendas das barras das treliças	213
APÊNDICES A.1 e A.2 – Detalhamento – Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura metálica	221
APÊNDICE B - Memorial de cálculo - Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura de madeira.....	223
B.1 OBJETIVOS	223
B.2 DADOS INICIAIS	225
B.2.1 Parâmetros iniciais de projeto	225
B.2.2 Propriedades da madeira empregada	226
B.3 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS.....	231
B.3.1 Propriedades geométricas da seção transversal.....	231
B.3.2 Cálculo do peso próprio das terças.....	232
B.3.3 Cálculo do peso próprio das telhas	233
B.3.4 Cálculo da ação variável a ser considerada.....	234
B.3.5 Cálculo dos esforços aplicados nas terças	235
B.3.6 Verificação das tensões normais solicitantes	237
B.3.7 Verificação das tensões tangenciais solicitantes	238
B.3.8 Verificação da estabilidade lateral de barras retangulares	239
B.3.9 Verificação do deslocamento vertical máximo	239
B.4 DIMENSIONAMENTO DAS TRELIÇAS	243
B.4.1 Propriedades geométricas das seções transversais das barras.....	243
B.4.2 Verificação da esbeltez das barras.....	247

B.4.3 Cálculo das forças nodais associadas à ação permanente.....	250
B.4.4 Determinação da ação do vento na estrutura.....	252
B.4.5 Cálculo das forças nodais associadas à ação da sobrecarga.....	254
B.4.6 Determinação das combinações de ações críticas	255
B.4.7 Verificação da resistência à tração paralela às fibras	265
B.4.8 Verificação da esbeltez máxima	267
B.4.9 Verificação da resistência à compressão paralela às fibras	267
B.4.10 Verificação da estabilidade das barras das treliças.....	273
B.4.11 Verificação da estabilidade local das barras	278
B.4.12 Verificação do estado limite de deslocamentos	281
B.5 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	285
B.5.1 Cálculo das resistências ao embutimento	285
B.5.2 Dimensionamento das ligações dos banzos com as diagonais, montantes e entre si ...	286
B.5.3 Dimensionamento das emendas dos banzos	292
B.5.4 Dimensionamento da ligação entre as treliças e as terças e da emenda das terças	293
B.6 DIMENSIONAMENTO DO CONTRAVENTAMENTO.....	295
B.6.1 Contraventamento horizontal	295
B.6.2 Contraventamento vertical	295
B.7 RESUMO DOS MATERIAIS EMPREGADOS	303
APÊNDICES B.1 a B.5 – Detalhamento – Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura de madeira	307
APÊNDICES C.1 a C.5 – Folhas de apresentação da modelagem das coberturas projetadas	309
APÊNDICE D – Memorial de cálculo – Orçamentação das coberturas projetadas através do <i>plug-in</i> OrçaBIM®.....	311
D.1 IMPLEMENTAÇÃO DO <i>PLUG-IN</i> E SELEÇÃO DAS COMPOSIÇÕES.....	311
D.2 SELEÇÃO DAS COMPOSIÇÕES A ADAPTAR E SEUS INSUMOS	317
D.3 CÁLCULO DOS COEFICIENTES PARA AS COMPOSIÇÕES ADAPTADAS	323

1 INTRODUÇÃO

Segundo a Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura (AsBEA, 2012), a palavra “sustentabilidade” aparece associada ao termo “desenvolvimento sustentável”, sendo este o desenvolvimento que supre as necessidades atuais sem comprometer o atendimento das necessidades das futuras gerações. De modo geral, a sustentabilidade é relacionada a três abordagens que devem ser tratadas no processo projetual: ambiental, social e econômica. Assim, as soluções de projeto devem atender a esses quesitos de modo racional e da forma menos impactante ao meio social e ao meio ambiente, por meio do uso responsável de recursos e menores consumos de energia, água e outros insumos. Segundo o autor, esta condição viabiliza que futuras gerações também usufruam de ambientes construídos de forma confortável e saudável.

Por conta disto, um estilo de vida mais sustentável é cada vez mais procurado pela população e exigida pelos órgãos governamentais. Um dos símbolos deste movimento corresponde aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) da Organização das Nações Unidas (ONU). Estes, na forma de 17 objetivos a serem atendidos até 2030, permitem concluir que a construção civil é uma protagonista nesta busca: os objetivos propostos associados às cidades e comunidades inteligentes, produção e consumo sustentáveis e combater as alterações climáticas são diretamente ligados a este setor.

Além disso, segundo Soust-Verdaguer et al (2017), Peres (2012) e Liebsch (2019), o setor da construção civil é responsável pelo consumo mundial de 32% dos recursos naturais, 12% da água e 40% da energia anualmente. Assim, corresponde ao setor mais importante quanto ao consumo de recursos naturais no mundo.

Por estas razões, tem sido crescente a tendência de escolher alternativas mais sustentáveis para os materiais empregados. Desta forma, é possível explicar o fato de a madeira vir sendo destacada e procurada com mais frequência em diversos países, segundo Zhuravlev e Zhuravleva (2020).

A madeira é um material que pode ser utilizado na construção civil para fins estruturais, de acabamento e em paredes e pisos, entre outros usos. Sua utilização é usualmente fundamentada em suas propriedades, dentre as que se destacam o apelo estético, durabilidade, baixa relação resistência/peso e eficiência econômica. Além disso, é um material proveniente de fonte renovável, de modo que sua utilização no setor da construção é de interesse para a sociedade contemporânea (CASTELHANO, 2013).

Quanto a fins estruturais, a madeira é usualmente empregada em coberturas, motivo pelo qual rivaliza com as estruturas metálicas, também empregadas para este fim. De acordo com Boszczowski (2015), em termos de canteiro de obras, as estruturas metálicas são transportadas em dimensões pré-definidas na fase de projeto, são montadas *in loco* e sua fase de montagem exige um planejamento detalhado e alinhado com a entrega das estruturas em campo. Estas características são semelhantes às apresentadas pelas estruturas de madeira.

No entanto, ainda devem ser realizadas comparações específicas entre estas opções quanto a outros parâmetros de interesse para a construção civil, principalmente nos aspectos associados à sustentabilidade. Assim, o uso de ferramentas que permitam a análise das estruturas e de suas propriedades é de interesse para a construção civil. Uma dessas ferramentas é a plataforma BIM.

O termo BIM é uma sigla para *Building Information Modeling*, termo advindo da língua inglesa que pode ser traduzido para o português como Modelagem da Informação da Construção, também conhecido como tecnologia BIM ou plataforma BIM (CASTELHANO, 2013). Esta pode ser definida com base nas duas principais tecnologias que a suportam: a modelagem paramétrica e a interoperabilidade. Assim, a Modelagem da Informação da Construção consiste em uma ferramenta que, além de permitir a construção de maquetes digitais tridimensionais, permite coordenar as informações associadas ao projeto através de bancos de dados integrados. Por este motivo, a plataforma promove uma mudança cognitiva no processo de projetar: o produto não corresponde a um sistema estático de desenho, sendo na verdade interativo, podendo ser instantaneamente alterado pelos seus usuários.

O BIM refere-se a um conjunto de *softwares* para produção e documentação do projeto, motivo pelo qual é também conhecido como uma plataforma de trabalho. A tecnologia considera o BIM como um processo de projeto fundamentado no gerenciamento das informações da construção por meio de um modelo digital. Desta forma, visa a colaboração, a coordenação e a integração entre os envolvidos no processo de projeto e a otimização do processo de projeto, além da simulação do empreendimento durante seu ciclo de vida (KOWALTOWSKI, 2011). Esta plataforma de trabalho também reduz a quantidade de tempo e de esforço demandada e os possíveis riscos que podem ocorrer durante o processo projetual.

Além destas vantagens, a plataforma BIM possui outras ferramentas, na forma de *plug-ins*, que permitem ampliar o escopo de atividades realizadas (BIMSPACE, 2020). Um exemplo destas atividades é o Custeio do Ciclo de Vida (CCV), que permite realizar a estimativa dos custos associados às diversas etapas do ciclo de vida dos empreendimentos. Desta forma, a

metodologia permite determinar valores que, quando somados, permitem ao interessado selecionar a alternativa mais adequada para o empreendedor.

Outra motivação para a realização deste trabalho é a rapidez com que a utilização da plataforma BIM vem sendo exigida como de uso obrigatório no país devido às solicitações internacionais de sustentabilidade na construção civil. No exterior, a plataforma vem sendo implementada há mais tempo e já é obrigatória em diversas aplicações. No caso do Brasil, conforme explicado pelo INBEC (2018), um decreto presidencial foi recentemente assinado, com a intenção de democratizar o uso da plataforma no país. Por conta disto, a utilização do BIM será obrigatória a partir de 2021 em todas as obras públicas projetadas no Brasil (DECRETO No 9.377, 2018). Ademais, existe a relativa escassez de profissionais atuantes na área da construção que utilizam a plataforma no cenário nacional. Deste modo, este trabalho visa contribuir na divulgação de metodologias de utilização desta ferramenta.

Diante desta introdução, o presente trabalho visou elaborar dois projetos de estruturas de cobertura para galpões industriais, sendo uma em madeira e a outra em estrutura metálica, e fazer uso da plataforma BIM com um *plug-in* para integração BIM-CCV para realizar a estimativa dos custos associados a cada projeto e a comparação das soluções apresentadas quanto à sua viabilidade econômica.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos gerais

Realizar uma análise comparativa dos dados obtidos a partir da integração BIM-CCV de dois projetos de coberturas de galpões industriais, uma em madeira e a outra em aço, visando obter a melhor alternativa, dentre os projetos especificamente tratados, para o empreendedor.

2.2 Objetivos específicos

- Conceber, dimensionar, verificar e detalhar duas estruturas de coberturas para galpões industriais compostos por madeira serrada e perfis de aço laminado;
- Avaliar se os *softwares* escolhidos para a modelagem na plataforma BIM e a análise dos custos por meio do CCV tem aplicação viável para os projetos em estudo;
- Avaliar as diferenças de custo das estruturas de coberturas em madeira e em aço projetadas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Estruturas em Madeira

3.1.1 Breve histórico do emprego da madeira

Segundo Lourenço e Branco (2012), a madeira foi um dos primeiros materiais a serem empregados pelo ser humano, em decorrência da sua disponibilidade na natureza e de sua relativa facilidade de manuseio. O material era inicialmente empregado para fins de defesa, aquecimento e habitação, entre outros usos. Para este fim, o material era utilizado em bruto ou combinado com elementos construtivos como o barro, a palha, a pedra e o ferro. Construções que empregaram o material desde os tempos mais remotos da história humana são conhecidos na atualidade, na forma de cabanas e palafitas. Deste modo, a madeira se manteve presente ao longo da história.

Segundo os autores, durante a idade antiga, no Egito, os terraços das habitações possuíam um revestimento de troncos de palmeiras unidos. Na Noruega e na Escandinávia, por sua vez, foram descobertas ruínas de habitações de madeira constituídas por troncos que datam do século IV.

Já durante a idade média, houve uma evolução constante no uso da madeira na Europa. Neste período, por exemplo, foi inventado o processo de triangulação, ou seja, a união de uma barra horizontal com uma vertical por meio de uma barra diagonal ou cruzada, formando as cruzes de Santo André. Na Escandinávia, por sua vez, a partir do século XV, a construção feita à base de estruturas em aduela foi substituída pelos troncos. Além disso, neste século, com o desenvolvimento de técnicas de serragem, as casas de troncos foram substituídas por casas de tábuas ou troncos de seção retangular, já que forneciam uma maior estanqueidade e estabilidade às construções.

A seguir, na idade moderna, o aumento da destreza dos carpinteiros permitiu construir edificações de até 5 e 6 andares. Deste período destacam-se também as construções sobre estacas, semelhantes às palafitas, presentes na Indonésia, Filipinas, China, África, América do Sul e Sudoeste da Ásia .

No entanto, segundo Pfeil e Pfeil (1985), apesar do longo histórico de utilização, foi somente na primeira metade do século XX que foram estabelecidas teorias técnicas associadas a estruturas em madeira. Isto pode ser relacionado ao aumento de pesquisas tecnológicas após a Segunda Guerra Mundial, as quais permitiram que na atualidade existam métodos para o projeto das mais variadas formas estruturais em madeira.

Para Lourenço e Branco (2012), atualmente a madeira é considerada um material estrutural esteticamente agradável que permite desenvolver soluções criativas, inovadoras e de alta qualidade em resposta a diversos desafios arquitetônicos e estruturais. Além disso, têm surgido no mercado produtos derivados de madeira que pretendem ampliar o horizonte de utilização do material, bem como adaptá-lo a usos mais específicos e exigentes. Os produtos mais relevantes e com maior aplicação deste estilo são os aglomerados de partículas orientadas (OSB), os compensados, os compensados lamelados, as placas de fibras de média densidade (MDF), a madeira lamelada colada (MLC) e a madeira micro-laminada, entre outros.

Conforme explicado pelos autores, estes materiais consistem em produtos de alta resistência, padronizados e industrializados, que visam a garantia da qualidade. Dentre os diversos exemplos de utilização destes, cabe destacar a Cobertura do Pavilhão Atlântico, em Portugal, e o Metropol Parasol, na Espanha. Além disso, a madeira tem sido empregada em edifícios habitacionais, templos, igrejas, empreendimentos hoteleiros e casas, podendo ser de troncos ou com estrutura pesada, leve ou pré-fabricada modular.

Segundo Calil Jr, Lahr e Dias (2003), no Brasil a madeira é atualmente empregada para múltiplas finalidades. No setor da construção civil, a madeira destaca-se em projetos de coberturas (residenciais, comerciais, industriais e de construções rurais), cimbramentos (para estruturas de concreto armado e protendido), transposição de obstáculos (pontes, viadutos e passarelas para pedestres), armazenamento (silos verticais e horizontais), linhas de transmissão (energia elétrica e telefonia), obras portuárias, entre outros. Além disto, é comumente empregada na fabricação de componentes para a edificação, como painéis divisórios, portas, caixilhos, lambris, forros e pisos.

Para estes autores, tal emprego vem se mantendo crescente, apesar de certos preconceitos relacionados à madeira, associados principalmente à insuficiente divulgação das informações tecnológicas desenvolvidas sobre seu comportamento sob diferentes condições de serviço e à falta de projetos específicos, desenvolvidos por profissionais habilitados.

Ao mesmo tempo, outra ideia equivocada presente no coletivo brasileiro associa o uso da madeira ao desmatamento, de modo que o emprego do material parece constituir uma ameaça para a riqueza ecológica do país. No entanto, por meio da aplicação de técnicas de silvicultura amplamente difundidas entre engenheiros florestais e profissionais de áreas correlatas, é possível garantir a conservação das reservas florestais brasileiras. Este fato é fundamentado no procedimento amplamente difundido nos países de primeiro mundo, conforme descrito por Gesualdo (1998) apud Calil Jr, Lahr e Dias (2003).

3.1.2 Propriedades da madeira para fins estruturais

De acordo com Calil Jr, Lahr e Dias (2003), as características da madeira são influenciadas por numerosos fatores, podendo ser citados a variação de temperatura, a composição e umidade do solo no local de plantio da árvore e a incidência de chuvas, entre outros. Estes fatores provocam variações significativas na madeira formada, mesmo entre exemplares da mesma espécie. Outros aspectos seriam a geometria dos anéis de crescimento, a idade das diferentes camadas, o nível de lenhificação das paredes dos elementos anatômicos e a posição da amostra em relação à altura da árvore ou ao seu diâmetro, entre outros, conforme registram autores como Karlsen (1967), Kollmann (1959), Bodig e Jayne (1982) e Mateus (1961) apud Calil Jr, Lahr e Dias (2003). Além disto, os autores anteriormente citados mencionam que a umidade, o número e as dimensões dos corpos-de-prova ensaiados, como também algumas condições nas quais os ensaios são realizados, introduzem variabilidade nas propriedades da madeira, sejam físicas ou mecânicas.

Na sequência, foram dispostas informações referentes a algumas propriedades particulares a serem considerados na aplicação da madeira para fins estruturais como umidade, densidade e variação dimensional, entre outros.

3.1.2.1 Anisotropia

De acordo com Pfeil e Pfeil (1985), a madeira, em decorrência do processo de formação do material, é um material anisotrópico, ou seja, que apresenta propriedades físicas e mecânicas diferentes entre suas direções principais. Assim, nela podem ser definidas três direções principais, denominadas de direção longitudinal, radial e tangencial.

A diferença de propriedades entre as direções radial e tangencial não possui importância prática para os projetos em estruturas de madeira, sendo suficiente diferenciar apenas as propriedades entre a direção longitudinal, denominada de paralela às fibras, e as demais direções, que recebem o nome de perpendicular às fibras. Cabe destacar também que, por ser este um material de origem natural, apresenta defeitos em sua estrutura na forma de nós e fendas, os quais interferem em suas propriedades mecânicas.

3.1.2.2 Densidade

Conforme descrito por Calil, Lahr e Dias (2003), a densidade é uma das propriedades físicas fundamentais na definição das aplicações adequadas da madeira. No caso das estruturas,

este parâmetro é de interesse para definir seu peso próprio, o qual é estimado a partir do valor da densidade da espécie ou classe considerada no dimensionamento.

Segundo estes autores, a densidade é definida como sendo a quantidade de massa de material contida em uma unidade de volume. No entanto, tendo em vista a natureza da madeira, decorrente de sua estrutura anatômica, faz-se necessária uma abordagem específica para a definição de sua densidade. Assim, existem três conceitos diferentes de densidade para o material, os quais foram descritos a seguir.

- Densidade real: definida pela relação entre a massa da madeira contida na amostra considerada e o volume desta, descontados os vazios internos ocupados pela água e pelo ar;
- Densidade básica: definida pela relação entre a massa seca da amostra considerada e o respectivo volume nas condições de total saturação;
- Densidade aparente: definida pela relação entre a massa e o volume de corpos-de-prova para um dado teor de umidade (U%). No caso do documento normativo vigente no Brasil, a ABNT NBR7190:1997, a densidade aparente se refere a amostras com umidade de 12%. Esta propriedade será discutida a seguir.

3.1.2.3 Influência da umidade

De acordo com Pfeil e Pfeil (1985), a umidade da madeira, por sua vez, possui grande influência sobre as propriedades do material. Isto ocorre como consequência da madeira ser um material altamente higroscópico, ou seja, com alta capacidade de absorção de água. O parâmetro empregado para quantificar esta propriedade corresponde ao grau de umidade, o qual é definido como a relação entre o peso de água contido na madeira e o peso da madeira seca em estufa.

Para Calil, Lahr e Dias (2003), a presença da água na madeira explica-se por meio de aspectos relacionados à fisiologia das espécies vegetais envolvidas. Estas, através de seu sistema radicular, absorvem água e sais minerais do solo, produzindo a substância denominada seiva bruta que, em movimento vertical ascendente, desloca-se às folhas. Por outro lado, no sentido oposto, ou seja, das folhas até as raízes, circula a seiva elaborada, constituída de água e das substâncias resultantes do processo de fotossíntese. Por conta destes procedimentos, a madeira das árvores vivas ou recém cortadas apresenta elevada umidade, de modo que o material obtido delas é comumente denominado de madeira saturada ou verde.

A seguir, se este material for exposto ao meio ambiente, é possível observar uma contínua perda de umidade. Esta ocorre, em primeiro lugar, pela evaporação das moléculas de água que constituem a denominada água livre ou água de capilaridade. Cabe destacar que a evaporação da água livre não interfere na estabilidade dimensional nem nos valores numéricos das propriedades de resistência e elasticidade do material.

Concluído este processo, cuja evaporação ocorre mais rapidamente, a madeira atinge o ponto de saturação (PS). Nesta condição, apenas as moléculas de água localizadas no interior das paredes celulares, chamadas de água de impregnação ou água de adesão, estão presentes na estrutura da madeira, conforme explicações de Galvão e Jankowski e Kollmann e Cotê apud Calil Jr, Lahr e Dias (2003), entre outros autores. O ponto de saturação está associado, em geral, a um teor de umidade entre 20 e 30%. No caso da norma brasileira ABNT NBR7190:1997 – Projeto de Estruturas de Madeira foi adotado, como valor de referência, a umidade de 25% para esta condição.

Segundo Calil, Lahr e Dias (2003), a partir do PS a evaporação ocorre a uma menor velocidade até atingir a denominada umidade de equilíbrio (UE), função da espécie considerada, da temperatura (T) e da umidade relativa do ar (URA). O documento normativo ABNT NBR7190:1997 padroniza, como mencionado anteriormente, $UE = 12\%$, condição atingida com $T = 20^{\circ}\text{C}$ e $URA = 65\%$. Umidades inferiores à UE somente são conseguidas em estufas ou câmaras de vácuo.

Todo este processo de evaporação da água presente na madeira recebe o nome de secagem, que diminui a densidade da madeira e, por consequência, reduz o custo de seu transporte. Além disso, a secagem é fundamental para a utilização da madeira como material estrutura, em decorrência de uma série de razões. Algumas delas, conforme apresentadas pelos autores supracitados, foram destacadas a seguir:

- Redução da movimentação dimensional, obtendo assim peças cujo desempenho será mais adequado;
- Maior facilidade de aplicação de acabamentos como tintas, vernizes e produtos ignífugos na superfície das peças;
- Redução da probabilidade de ataque de fungos;
- Aumento da eficácia da impregnação da madeira contra agentes biológicos;
- Aumento dos valores numéricos das propriedades de resistência e de elasticidade.

Cabe ressaltar que, dadas as peculiaridades anatômicas da madeira, os processos de secagem e armazenamento devem ser conduzidos com cautela. Deficiências e cuidados insuficientes nestes provocam uma série de defeitos que restringem ou inviabilizam o aproveitamento estrutural do material. Alguns dos defeitos mais frequentes entre os mencionados são as rachaduras, fendilhamentos e empenamentos, sendo estes divididos em encanoamentos, encurvamentos, arqueamentos e torcimentos.

Assim, em decorrência da relevância deste parâmetro, o tópico 6.1.5 da norma ABNT NBR 7190:1997 estabelece que no projeto de estruturas de madeira o dimensionamento das barras deve ser efetuado considerando uma das classes de umidade especificadas em sua Tabela 7. Esta foi ilustrada através da Tabela 1.

Tabela 1: Classes de umidade.

Classe de umidade	Umidade relativa do ar – URA	Umidade de equilíbrio da madeira – UE
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% \leq \text{URA} \leq 75\%$	15%
3	$75\% \leq \text{URA} \leq 85\%$	18%
4	$\text{URA} > 85\%$ por longos períodos	25%

Fonte: ABNT NBR 7190/1997.

3.1.2.4 Variação dimensional

Conforme explicado por Calil, Lahr e Dias (2003), na madeira a estabilidade dimensional do material está relacionada à presença da água no seu interior. Como mencionado anteriormente, a variação do número de moléculas de água livre na madeira não influi na retração e no inchamento, pois estes fenômenos se manifestam apenas diante da variação da quantidade de água de impregnação. Isto ocorre porque esta provoca a aproximação ou afastamento das cadeias de celulose e das microfibrilas, ocasionando os fenômenos de retração ou inchamento, respectivamente.

Desta forma, o conhecimento desta propriedade é fundamental para o aproveitamento das espécies com maior variação dimensional, uma vez que o emprego destas pode ver-se limitado por esta característica. Por exemplo, espécies menos estáveis podem ser empregadas na produção de celulose e papel, chapas de fibras, chapas de aglomerado e de compensado, entre outras.

Por outro lado, considerando o processo de formação da madeira e sua estrutura anatômica, é possível constatar que as variações dimensionais devidas à retração e ao

inchamento acontecem em diferentes proporções nas direções principais do material. Na direção longitudinal, estas são desprezíveis; na direção radial, são mais acentuadas; na direção tangencial, são máximas. A retração e o inchamento volumétrico são calculados a partir dos valores correspondentes às direções principais.

Na Tabela 2 foram apresentados os intervalos usuais de valores numéricos para as retrações dimensionais, em função da direção considerada, e da retração volumétrica.

Tabela 2: Porcentagens de retração.

Direção	Retração Total (%)
Longitudinal (L)	0,1 a 0,9
Radial (R)	2,4 a 11,0
Tangencial (T)	3,5 a 15,0
Volumétrica (V)	6,0 a 27,0

Fonte: Galvão e Jankowski apud Calil Jr, Lahr e Dias (2003).

3.1.2.5 Dilatação linear

De acordo com Pfeil e Pfeil (1985), outra propriedade de interesse para a madeira consiste na sua dilatação linear, isto é, a variação do volume do material associada à variação de temperatura, quantificada por meio do coeficiente de dilatação linear.

Da mesma forma que a variação dimensional, a dilatação linear da madeira depende da direção principal sendo considerada. Para a direção longitudinal, este parâmetro varia entre $0,3 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ e $0,45 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, sendo da ordem de 1/3 do coeficiente de dilatação linear do aço. Entretanto, na direção tangencial ou radial, o coeficiente de dilatação varia com o peso específico da madeira, sendo da ordem de $4,5 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ para madeiras duras e $8,0 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ para madeiras moles. Assim, constata-se que este varia de 4 a 7 vezes o coeficiente de dilatação do aço.

3.1.2.6 Deterioração

Segundo o autor supracitado, um outro aspecto de especial interesse para as estruturas de madeira é o fato de que esta pode ser sujeita à deterioração por diversas origens. Dentre estas, destacam-se a ação do fogo e os agentes biológicos como fungos, cupins e crustáceos marinhos, que se instalam na madeira para se alimentar de seus produtos.

A vulnerabilidade da madeira ao ataque biológico depende de uma série de fatores, dentre os quais podem ser destacados:

- A camada do tronco de onde foi extraída a madeira;
- A espécie da árvore de origem do material;
- As condições ambientais atuantes no material durante sua vida útil, associadas aos ciclos de reunificação e pelo contato com o solo, água doce ou água salgada.

Com respeito à ação do fogo, pelo fato da madeira ser um material combustível, ela é frequentemente considerada um material com pequena resistência ao fogo. Entretanto, apesar de sua inflamabilidade, as peças estruturais de madeira evidenciam um conveniente desempenho a altas temperaturas quando adequadamente projetadas e construídas.

Conforme explicado por Calil, Lahr e Dias (2003), isto pode ser explicado pelo fato da carbonatação superficial das peças transformar-se em uma camada de isolamento térmica. Além disso, sendo a madeira um ineficiente condutor de calor, a temperatura interna do material cresce lentamente, de modo que é preservado o núcleo do material íntegro, ou seja, com propriedades mecânicas inalteradas, por prologado período. Em contrapartida, elementos de outros materiais como o aço, por exemplo, mesmo não sendo este inflamável, em situações semelhantes teria entrado em colapso por meio de seu escoamento. Outra propriedade importante da madeira com relação à ação do fogo é o fato de não ser distorcida se submetida a altas temperaturas, como ocorre com o aço, dificultando assim a ruína da estrutura.

Dito isto, de acordo com Pfeil e Pfeil (1985), um procedimento usualmente empregado para amenizar os procedimentos de deterioração da madeira consiste no tratamento químico, a partir do qual pode-se aumentar a resistência da madeira aos ataques de agentes biológicos e do fogo. Esse tratamento consiste, na maioria dos casos, em impregnar a madeira com preservativos químicos e retardadores de fogo, de modo que a durabilidade natural do material seja prolongada e que a intensidade dos cuidados de manutenção necessários seja menor.

Assim, a escolha da espécie de madeira adequada, a aplicação de tratamento químico adequado e a adoção de detalhes construtivos que evitem a exposição excessiva aos raios solares e à umidade proveniente da água da chuva, resultam em estruturas de madeira de grande durabilidade.

3.1.2.7 Relação resistência/densidade

De acordo com Calil, Lahr e Dias (2003), outro aspecto característico da madeira é a sua alta resistência em relação à sua densidade. Conforme consta na Tabela 3, esta relação é quatro e dez vezes superior em comparação ao aço e ao concreto, respectivamente.

Tabela 3: Dados comparativos de materiais estruturais.

Material	A	B	C	D	E	F	G
Concreto	2,4	1.920	20	20.000	96	8,3	8.333
Aço	7,8	234.000	250	210.000	936	32,1	26.923
Madeira – conífera	0,6	600	50	10.000	12	83,3	16.667
Madeira – dicotiledônea	0,9	630	75	15.000	8	83,3	16.667

Fonte: Calil Jr e Dias apud Calil Jr, Lahr e Dias (2003).

Onde:

A: densidade do material em g/cm³; no caso da madeira, valor referente à umidade de 12%;

B: energia consumida na produção em MJ/m³; para o concreto a energia provém da queima de óleo; para o aço, da queima do carvão; para a madeira, energia solar;

C: resistência, MPa; para o concreto o valor citado se refere à resistência característica à compressão, produto usinado; para o aço trata-se da tensão de escoamento do tipo ASTM A36; para a madeira são os valores médios da resistência à compressão paralela às fibras, referida à umidade de 12%, conforme a recomendação da NBR 7190/1997, da ABNT;

D: módulo de elasticidade, MPa; mesma descrição da coluna C;

E: relação entre os valores da energia consumida na produção e da resistência;

F: relação entre os valores da resistência e da densidade;

G: relação entre os valores do módulo de elasticidade e da densidade.

3.1.2.8 Consumo de energia na produção

Por fim, deve ser constatado que, segundo os autores anteriormente mencionados, o crescimento, a extração e o desdobro de árvores envolvem um baixo consumo de energia em relação a outros materiais, conforme ilustrado pela Tabela 3 anteriormente apresentada. Além

disso, estes processos não provocam grandes danos ao meio ambiente, desde que realizada a reposição adequada dos exemplares extraídos.

Em contrapartida, materiais estruturais como o aço e o concreto armado são produzidos através de processos altamente poluentes, cuja execução requer consideráveis agressões ambientais para a obtenção de matéria-prima. Cabe ressaltar ainda que, como a matéria-prima empregada nestes não é renovável, sua retirada da natureza não pode ser repostas.

3.1.3 Processo de produção da madeira

Segundo Gava (2005), o processo de produção de madeira, mais especificamente a madeira serrada, objeto de estudo deste documento, é composto pelas etapas de plantio florestal, colheita e processamento mecânico, sendo que este inclui os processos de desdobro, tratamento prévio e secagem. As principais características destes procedimentos, conforme apresentadas pelo autor supracitado, foram dispostas a seguir.

3.1.3.1 Plantio florestal

A etapa de plantio florestal é composta, de forma resumida, pelas atividades de produção de árvores e pelas sub-etapas de produção de mudas, preparo do solo e combate a formigas, plantio com adubação, manejo e corte. Dentre estas, cabe destacar o fato de que a produção de mudas e o manejo permitem definir com anterioridade as características da madeira a ser produzida, por meio do melhoramento genético e das práticas adequadas, respectivamente.

O melhoramento genético possibilita a produção de madeira com um menor número de nós e cor uniformizada. Já o manejo compreende os trabalhos de limpeza, o combate às formigas, as atividades de desrama e o desbaste. Aquela permite minimizar o número de nós na produção, enquanto esta visa a seleção das melhores árvores e/ou abertura de trilhas por meio da retirada de espécimes.

3.1.3.2 Colheita

De acordo com Lima (1990) e Yuba (2001) apud Gava (2005), a etapa de colheita consiste na derrubada das árvores, na retirada dos galhos, o corte do tronco em toras de madeira e o transporte das toras até as serrarias. O processo de corte é determinado, em princípio, em função das condições de transporte. Por este motivo, o comprimento mais comum é de 2,50 metros, permitindo o empilhamento transversal na carroceria do caminhão das toras obtidas.

Nesta etapa, defeitos nas toras produzidas associados à falta de manejo podem ser identificados, destacando-se a tortuosidade, a presença de toras com diâmetro reduzido, deterioração das peças e presença de nós nas mesmas. Estes reduzem o rendimento da produção por tora e geram dificuldades no transporte, implicando assim no aumento de custo do material.

Por outro lado, durante a colheita devem ser tomados cuidados a fim de garantir a durabilidade da madeira, evitando os ataques de fungos e insetos no material. Dentre estes destaca-se garantir que o desdobro seja realizado em até 48 horas após o corte da árvore. Caso isso não seja possível, deverão ser tomadas medidas para retardar o processo de secagem, como imersão das toras em água, pulverização contínua, impermeabilização dos topos e aplicação de fungicidas.

3.1.3.3 Processamento mecânico

O processamento mecânico da madeira compreende as etapas de desdobro, tratamento prévio e secagem da madeira. As principais características destes procedimentos constam nos tópicos na sequência.

3.1.3.3.1 Desdobro

O desdobro pode ser definido como a subdivisão da tora em pranchas segundo um plano de corte previamente estabelecido, específico para a obtenção dos produtos de interesse. Para tal, em primeiro lugar é realizada a movimentação das toras, composta pela organização destas no pátio da serraria e pelo seu transporte para a serra.

Segundo Lima (1990) apud Gava (2005), existe uma diferença clara entre os processos de desdobro dependendo do tamanho da empresa. Nas médias empresas a linha de produção é totalmente mecanizada, desde a movimentação das toras no pátio, enquanto nas pequenas empresas o desdobro das toras é feito geralmente por meio de serras de fita, com avanço mecânico das toras e bitolamento manual.

De acordo com Santos et al (2000) apud Gava (2005), os planos de corte para a produção de madeira serrada são denominados de transversal, longitudinal tangencial e longitudinal radial. Quanto à seleção do plano de corte, constata-se que o ideal, quanto à minimização dos defeitos de secagem, é a obtenção da maior quantidade possível de madeira radial. Na prática, ainda que existam diversas possibilidades de corte que permitam um maior rendimento em

madeira serrada, nas pequenas serrarias a tora é tipicamente serrada através de cortes paralelos, tangenciais aos anéis de crescimento, de acordo com Lima (1990) apud Gava (2005).

Finalmente, o processo de desdobro incorpora o refilo, que consiste no corte das laterais brutas das toras a fim de definir a seção transversal das peças, e o destopo, atividade que visa a regularização dos comprimentos das peças produzidas.

3.1.3.3.2 Tratamento prévio

A madeira, como foi abordado nos tópicos seguintes, possui a propriedade de se deteriorar sob a ação de agentes físico-químicos e biológicos. Por conta disto, após o processo de desdobro, a madeira é geralmente submetida a um tratamento preservativo, que em geral é feito através da impregnação do material por substâncias químicas. Depois de concluído este processo, a madeira é encaminhada para o pátio de secagem.

Nas pequenas serrarias, este processo é comumente realizado por meio da imersão da peça em soluções contendo sais hidrossolúveis. Assim, é possível evitar o aparecimento de fungos, associados a manchas de bolor e mofo, especialmente durante o processo de secagem. No entanto, existe a tendência dos produtores reduzirem a quantidade e o período de aplicação destas substâncias, reduzindo os custos de produção mas também a eficácia deste tratamento.

Cabe ressaltar que, atualmente, as substâncias utilizadas para a preservação da madeira são altamente tóxicas, tanto para insetos como seres humanos. Por conta disto, é comum que, nas pequenas empresas, os operários coloquem em risco a sua saúde, em decorrência do manuseio da madeira impregnada sem equipamentos de proteção adequados.

3.1.3.3.3 Secagem

Como citado anteriormente, a umidade da madeira é um parâmetro de grande importância para a definição de suas propriedades. Além disso, como consequência da possibilidade de defeitos no material, é recomendável que os procedimentos de usinagem sejam realizados somente quando a madeira apresentar teores de umidade adequados.

Em princípio, existem dois processos de secagem, sendo estes o natural, feito ao ar livre, e o artificial, feito em estufas. Segundo Lima (1990) apud Gava (2005), na secagem natural, o processo está sujeito às variações de clima e temperatura que, juntamente com as dimensões da seção das peças, vão determinar o tempo necessário, que tipicamente varia entre 30 a 90 dias. Por outro lado, no processo artificial, a secagem dura em média uma semana, sendo necessário um rigoroso controle de temperatura e umidade, de forma a reduzir as perdas por defeitos.

Ainda de acordo com Lima (1990) apud Gava (2005), nas pequenas empresas de processamento mecânico da madeira é utilizado, em geral, o processo de secagem ao ar livre, por meio de varais ou entablicamento. Já os processos de secagem por meio de estufas, sendo mais onerosos, são unicamente encontrados nas médias e grandes empresas. Além disso, em vista da atual busca pela sustentabilidade na construção civil e considerando o consumo de energia empregado nestes, faz-se interessante investir no aprimoramento dos métodos de secagem naturais, por meio do treinamento da mão de obra empregada e do controle mais rigoroso do processo.

No entanto, o período transcorrido entre o desdobro e a comercialização da madeira produzida pelas pequenas empresas raramente é suficiente para uma secagem adequada. Sendo assim, segundo Lima (1990) apud Gava (2005), a adoção do processo de secagem ao ar livre é um dos obstáculos que dificultam o fornecimento de grandes volumes de madeira para a construção por parte das pequenas empresas. Assim, este só será viável se o pedido for realizado com antecedência e distribuído entre diversas empresas, a não ser que o demandante adotasse medidas para acelerar o processo de fornecimento e garantir um maior controle sobre o processo de secagem.

3.1.4 Perspectivas futuras para a madeira na construção civil brasileira

Calil, Lahr e Dias (2003) afirmam que diversos motivos existem na atualidade para o desenvolvimento do emprego da madeira na construção civil, principalmente no cenário brasileiro. Oliveira (1998) apud Calil Jr, Lahr e Dias (2003) afirma que a atividade florestal é uma das poucas que, com a utilização de métodos racionais de exploração, poderia conjugar a expansão econômica à conservação da qualidade da vida através do desenvolvimento sustentável. Assim, o crescimento do setor florestal não só aumentaria a produção direta da madeira e de produtos dela derivados, mas também a geração de outros bens, como a melhora da qualidade do ar (pela fixação do dióxido de carbono e pela liberação do oxigênio decorrentes da fotossíntese), a manutenção da biodiversidade (por meio da preservação da fauna e da flora, associada ao manejo florestal convenientemente conduzido) e a redução da incidência de áreas erodidas.

Por outro lado, deve ser considerada a produtividade volumétrica de madeira nas diferentes regiões do Brasil, cujas taxas médias são estimadas em 50 m³/ha/ano em áreas da Floresta Amazônica e 25 m³/ha/ano (Pinus) e 30 m³/ha/ano (Eucalipto) em áreas de reflorestamento no sul e no sudeste do país. Para fins de comparação, pode ser citada a

Finlândia, país com uma economia fortemente ligada ao desempenho do setor florestal, cuja produtividade média é estimada em 5 m³/ha/ano. Já nos Estados Unidos e na África do Sul chega-se, no máximo, a 15 e 18 m³/há/ano, respectivamente. Assim, pode ser corroborada a vocação florestal do Brasil.

3.2 Estruturas em Aço

3.2.1 Breve histórico do emprego do aço

De acordo com o Instituto Aço Brasil, a idade do ferro teve início por volta de 1200 a.C. sendo considerada a última etapa tecnológica da pré-história. O descobrimento do ferro pelo ser humano promoveu grandes mudanças na sociedade: a agricultura foi evoluída com base nos utensílios fabricados com ele e a produção de armas viabilizou a expansão territorial de diversos povos, principalmente na Europa.

Com o passar do tempo, novas técnicas foram sendo desenvolvidas, permitindo produzir ferro mais duro e resistente à corrosão. Por exemplo, a adição de calcário à mistura de minério de ferro e carvão possibilitou a retirada mais eficiente das impurezas do minério. Além disso, técnicas de aquecimento foram sendo desenvolvidas, em conjunto com a produção de novos materiais para se trabalhar com o ferro já fundido.

Segundo o CEAM-UFMG (2008), as estruturas metálicas têm sido empregadas desde o século XII, na forma de tirantes e pendurais de ferro fundido, como elementos auxiliares em estruturas de madeira. A seguir, no século XVI, tornaram-se comuns as estruturas de telhado em ferro fundido, com sistemas estruturais pouco racionais, em decorrência dos conhecimentos técnicos existentes na época.

Já no final do século XVIII, começaram a ser construídas cúpulas de igrejas e pontes por meio de estruturas metálicas. Estas possuíam vãos em arco ou treliçados, com elementos de ferro fundido submetidos à compressão. A primeira dessas pontes, concluída em 1779, situa-se em Coalbrookdale, Inglaterra, e constitui-se por arcos em ferro fundido com um vão central de 30 metros. Em seguida, no ano de 1796 em Wearmouth, Inglaterra, foi construída uma ponte em ferro fundido, com um arco triarticulado de 70 metros de vão.

Na sequência, na primeira metade do século XIX, teve início a laminação de perfis, o que possibilitou a produção industrializada de elementos estruturais de ferro laminado. Destaques da época são a ponte pênsil de Menai, Gales, finalizada em 1826 e com vão central de 177 metro e o início do emprego de estruturas metálicas para a construção de edifícios

industriais. Pouco tempo depois, com o advento da tração a vapor e a construção da primeira ferrovia em 1827, a estrutura metálica passou a ser empregada nas estações de passageiros e nas pontes ferroviárias.

Assim, a segunda metade do século foi marcada pela construção de diversas pontes ferroviárias. No entanto, falhas de desempenho destas, que levaram à ocorrência de acidentes, demonstraram a necessidade de se usar um material estrutural de melhores características.

Desta forma, em 1856, o inglês Henry Bessemer criou um forno que tornou possível, a partir de 1860, a produção de aço em grande escala. Ainda que este material fosse conhecido desde a antiguidade, somente a partir deste ponto que seu emprego em estruturas metálicas foi viabilizado. A seguir, foi desenvolvido em 1865 o processo Siemens-Martin, com ainda maior eficiência e, por volta de 1880, surgiram os primeiros laminadores.

A primeira ponte em estrutura de aço foi construída em Eads, Estados Unidos, entre 1867 e 1875, com um vão central de 158 metros rodeado por vãos de 153 metros, todos em arco. Nesta época também surgiram os edifícios de andares múltiplos em estrutura metálica, ainda empregando o ferro. Em 1885, foi terminada a construção do Home Insurance Building, localizado em Chicago, Estados Unidos: um edifício com dez pavimentos e o primeiro com estrutura em aço do mundo. Além disso, no período foi realizada a construção de edificações de grande altura com estrutura em aço, entre as que se destaca a Torre Eiffel, construída em Paris, França e finalizada em 1889, com 312 metros de altura.

Finalmente, entre o século XX e a atualidade, foi desenvolvido o estudo do comportamento das estruturas de aço, principalmente quanto à instabilidade e à plasticidade. Além disso, foi inventada a solda elétrica, os parafusos de alta resistência e os aços de alta resistência mecânica e resistentes à corrosão atmosférica. Em decorrência disto, passaram a ser construídos de forma usual edifícios de andares múltiplos, *shopping centers*, pontes, coberturas de ginásios de esportes e de estádios, edifícios industriais e torres de transmissão de energia e de telecomunicações, entre outras estruturas, com sistemas estruturais em aço.

Alguns exemplos de obras com estrutura em aço com características destacáveis foram listados a seguir.

- Ponte sobre o rio São Lourenço em Quebec, Canadá, concluída em 1917, que possui o maior vão treliçado do mundo (549 m);

- Ponte Presidente Costa e Silva, entre Rio de Janeiro e Niterói, Brasil, concluída em 1974, cujo vão central, com cerca de 300 m, é o maior do mundo em viga reta de alma cheia;
- Ponte Akashi-Kaikyo, finalizada em 1998, que liga a ilha principal do Japão à Ilha Awaji e que possui o maior vão em ponte pênsil do mundo (1990 m).
- Empire State Building, inaugurado em 1931 em Nova York, Estados Unidos, com altura total de 381 m;
- Sears Towers, de 1974 em Chicago, Estados Unidos, com 443 m de altura.

Conforme explica o Instituto Aço Brasil, no país a exploração do ferro sempre foi viável, em decorrência da existência de grandes reservas de minérios de ferro em Minas Gerais e do fato de que, após a chegada da família real portuguesa, as primeiras usinas começaram a se desenvolver. Segundo Bellei (2006), o início da fabricação em ferro no Brasil deu-se por volta de 1812, sendo que a primeira obra a usar ferro pudlado, fundido no Brasil, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no Estado do Rio de Janeiro, com cinco vãos de 30 metros e cuja construção foi concluída em 1857. Por outro lado, a primeira edificação em que foi empregado aço importado no Brasil foi o Teatro Santa Isabel, Recife, inaugurado em 1850.

No entanto, afirma o Insistuto Aço Brasil, o mercado começou a se desenvolver significativamente apenas no século XX, com o surto industrial ocorrido entre 1917 e 1930. Em 1921, foi criada a Companhia Siderúrgica Mineira, que eventualmente tornou-se a Siderúrgica Belgo-Mineira, a qual produzia principalmente fio máquina, arame farpado e perfis leves. A seguir, na década de 1930, foi registrado um aumento significativo na produção siderúrgica nacional, associado ao crescimento da Belgo-Mineira que, em 1937, inaugurou a usina de Monlevade. Além disso, ainda em 1937, foram constituídas a Companhia Siderúrgica de Barra Mansa e a Companhia Metalúrgica de Barbára.

Apesar disso, o Brasil permaneceu muito dependente de aços importados até 1946, ano em que entrou em operação a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), em Volta Redonda – RJ, com a finalidade de, segundo BELLEI (2006), produzir chapas, trilhos e perfis de bitolas americanas. Assim, em 1950, quando a usina começou a produzir em toda sua capacidade, foi definido um marco de crescimento da siderurgia no Brasil.

Em vista disto, para difundir o uso do aço na construção civil, a CSN criou, em 1953, a FEM - Fabrica de Estruturas Metálicas, hoje denominada de FEM - Projetos, Construções e Montagens S.A., que iniciou a formação de mão-de-obra qualificada e do ciclo completo do

aço, com a fabricação de obras como o Edifício Avenida Central, no Rio de Janeiro; Edifício Santa Cruz, em Porto Alegre; Edifício Garagem América, em São Paulo. A seguir, na década de 1960, entraram em operação a Usiminas e a Cosipa, com a finalidade de produção de chapas.

Atualmente, o Brasil possui o maior parque industrial de aço da América do Sul. Além disso, é o maior produtor do material na América Latina e o nono maior produtor de aço no mundo, dado que a produção do material no Brasil para o ano de 2020 foi, segundo a ABM - Associação Brasileira de Metalurgia, Materiais e Mineração, 32,2 milhões de toneladas.

3.2.2 Propriedades do aço para fins estruturais

De acordo com Ferraz (2003), o aço é empregado para fins estruturais na forma de vergalhões e cordoalhas, em concreto armado e protendido, respectivamente, e de barras, chapas e perfis, em estruturas metálicas. Dentre os requisitos para estes elementos podem ser destacados os listados a seguir.

- Elevada tensão de escoamento para prevenir a deformação plástica generalizada;
- Elevada tenacidade para prevenir fratura frágil;
- Boa soldabilidade para garantir alterações mínimas das características do material na junta soldada;
- Boa formabilidade para o material ou a peça que necessitar receber trabalho mecânico;
- Custo reduzido.

Por outro lado, as principais propriedades deste material para fins estruturais foram brevemente apresentadas na sequência.

3.2.2.1 Resistência mecânica

Segundo Bellei (2006), de maneira geral, os aços possuem excelentes propriedades mecânicas, pois possuem alta resistência à tração, à compressão e à flexão. Isto permite que os elementos estruturais suportem grandes esforços solicitantes ainda com seções transversais com áreas relativamente pequenas. Por conta disto, as estruturas de aço, apesar deste material possuir uma grande densidade, de aproximadamente 7.850 kg/m^3 , são mais leves do que os elementos constituídos em concreto armado.

Além disso, afirma Ferraz (2003), em decorrência da grande variedade de elementos de liga e de processo de produção do aço, estes podem possuir uma diversa gama de resistências mecânicas. Assim, podem ser agrupados sob três classificações gerais, conforme a tensão de escoamento mínima especificada, que são:

- Aços carbono, com aproximadamente 195 a 260 MPa;
- Aços de alta resistência e baixa liga (ARBL), com resistências entre 290 a 345 MPa;
- Aços liga tratados termicamente, que alcançam resistências entre 630 e 700 MPa.

3.2.2.2 Influência dos elementos de liga

Um fator de grande importância para o aço, conforme explicado por Dias (2002), é sua composição química, uma vez que ela determina muitas das características importantes para suas aplicações estruturais. Os elementos de liga são incorporados como parte integrante do minério de ferro ou são adicionados durante o processo de produção do metal. A composição química do material é analisada em duas situações no processo produtivo, sendo a primeira na panela e a segunda já do produto lingotado. Cabe destacar que, entre estas situações, em geral, são observadas pequenas diferenças na composição do aço.

A maioria dos elementos de liga é incorporada na estrutura do material substituindo os átomos de ferro na rede cristalina, mas outros elementos, como o carbono, boro, nitrogênio e hidrogênio, ao terem átomos relativamente pequenos, são alojados em espaços intersticiais desta.

A Tabela 4 apresenta as principais influências dos principais elementos de liga nas propriedades finais do aço.

Tabela 4: Influência dos elementos de liga no aço.

Propriedade/Elemento	C	Mn	Si	S	P	Cu	Ti	Cr	Nb
Resistência mecânica	+	+	+	—	+		+	+	+
Ductilidade	—	—		—	—	—		—	—
Tenacidade	—			—		—			+
Soldabilidade	—	—	—	—	—	—		—	
Resistência à corrosão	—		+		+	+	+	+	
Desoxidante		+	+						

Fonte: Dias (2002).

3.2.2.3 Elasticidade

Segundo este autor, a elasticidade é a propriedade de um material de ser carregado, deformado e retornar à forma original uma vez removida a força externa atuante. Deste modo, a deformação elástica, associada à movimentação dos átomos do material de modo que a posição relativa destes seja mantida, segue a Lei de Hooke, sendo proporcional ao esforço aplicado. Este comportamento é especialmente notório no aço, uma vez que, ao ser um material elástico e homogêneo, seu diagrama tensão x deformação é caracteristicamente linear.

No entanto, de acordo com Ferraz (2003), existe um limite para o valor de tensão para o qual é aplicável a Lei de Hooke, o qual é denominado limite de proporcionalidade. Ao ser ultrapassado, o material atinge a fase plástica, onde ocorrem deformações crescentes mesmo sem a variação da tensão, caracterizando o denominado patamar de escoamento. Alguns materiais, como o ferro fundido ou o aço liga tratado termicamente, que não deformam plasticamente antes da ruptura, não apresentando patamar de escoamento e, portanto, sendo considerados materiais frágeis.

A relação entre tensão e deformação apresentado por um material é chamada de módulo de elasticidade, propriedade dos materiais elásticos relacionada com a sua rigidez. No caso do aço e do ferro fundido, afirma Dias (2002), o módulo de elasticidade médio é aproximadamente 21.000 kN/cm² e 19.000 kN/cm², respectivamente, a uma temperatura de 20°C.

3.2.2.4 Plasticidade

Por outro lado, Ferraz (2003) explica que a plasticidade é a propriedade do material de não voltar à sua forma inicial após a remoção da carga externa, apresentando deformação permanente. Esta, de acordo com Dias (2002), é provocada por uma tensão solicitante igual ou superior ao limite de escoamento, que promove o deslocamento permanente dos átomos constituem o material diferindo, portanto, da deformação elástica.

A deformação plástica altera a estrutura de um metal, aumentando sua dureza por meio do fenômeno denominado endurecimento pela deformação à frio ou encruamento. e é acompanhado da elevação do valor do limite de escoamento e do limite de resistência. No entanto, este fenômeno reduz a ductilidade do material, pois parte da elongação é consumida durante a deformação a frio.

3.2.2.5 Ductilidade

Ductilidade, explica Dias (2002), é a capacidade de um material de se deformar plasticamente sob a ação de cargas antes de se romper, sendo estas deformações um aviso prévio à ruptura final do material. A fragilidade, por sua vez, sendo o oposto à ductilidade, é a característica dos materiais que rompem sem se deformar, de modo que sua ruptura é brusca e sem aviso prévio (FERRAZ, 2003). A ductilidade possui grande importância nas estruturas metálicas, uma vez que permite a redistribuição de tensões locais elevadas.

Esta propriedade pode ser medida por meio da deformação ou da estrição de um corpo de prova, sendo esta a redução na área da seção transversal do elemento. Assim, quanto mais dúctil for o aço, maior será a redução de área ou o alongamento apresentado antes da ruptura.

Por outro lado, de acordo com Ferraz (2003), é importante citar ainda a fadiga, correspondente à ruptura de um material sob esforços repetitivos ou cíclicos. A ruptura por fadiga é sempre uma ruptura frágil, mesmo para materiais dúcteis.

3.2.2.6 Tenacidade

A tenacidade corresponde à energia total, plástica ou elástica, que o material pode absorver até sua ruptura. Assim, um material dúctil com a mesma resistência de um material frágil irá requerer maior energia para ser atingir a ruptura, de modo que é mais tenaz. Esta propriedade é definida pela energia total absorvida pelo material por unidade de volume, sendo expressa em J/m^3 . Além disso, representa a área total do diagrama tensão x deformação (DIAS, 2002).

3.2.2.7 Fluência

A fluência, segundo Ferraz (2003), é uma propriedade apresentada pelo aço e metais em geral. Esta consiste na deformação plástica que ocorre em um material que recebe uma tensão constante ou quase constante, sendo muito influenciado pela temperatura.

Ela acontece em função de ajustes plásticos que podem ocorrer em pontos de tensão, em volta dos grãos do material, os quais aparecem logo após o metal ser solicitado por uma carga constante e sofrer a deformação elástica. Após este fenômeno ocorre a deformação continua, levando a uma redução da área da seção transversal do elemento denominada estrição.

Esta propriedade possui uma forte relação com a temperatura a qual o material está submetido. Quanto mais alta a temperatura, maior será a fluência apresentada, em decorrência

do fato daquela facilitar o início e fim da deformação plástica. Nos aços, a fluência é significativa para temperaturas superiores a 350° C, ou seja, em caso de incêndios.

3.2.2.8 Propriedades da execução

Por outro lado, o aço possui uma série de propriedades referentes ao processo executivo de estruturas metálicas que é de interesse para o seu projeto. Algumas destas, conforme explicadas por Bellei (2006), foram citadas a seguir.

- Nos processos de produção e montagem, todas as medidas são milimetricamente controladas;
- Os elementos de aço são fabricados industrialmente, sendo em geral seriados, e sua montagem é mecanizada, agilizando o processo construtivo e diminuindo o prazo final da construção;
- Os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, o que permite reforçar ou substituir facilmente elementos das estruturas metálicas;
- Existe a possibilidade de reaproveitar e reciclar o material que não seja mais necessário à construção, retornando-o à cadeia produtiva.

3.2.2.9 Suscetibilidade à corrosão

Uma desvantagem dos elementos de aço carbono é a sua suscetibilidade a corrosão, fator que faz necessário o revestimento destes com uma camada de tinta ou outro método de proteção. No entanto, para minorar este problema, as usinas brasileiras estão fabricando os aços de alta resistência a corrosão atmosférica, os quais apresentam uma resistência a corrosão da ordem de duas a quatro vezes a do aço carbono, dispensando qualquer proteção, a não ser em casos especiais, como construções em regiões marinhas e industriais agressivas (FERRAZ, 2003).

3.2.3 Processo de produção do aço

A usina siderúrgica é a empresa responsável pela transformação do minério de ferro em aço, de maneira que ele possa ser usado comercialmente (FERRAZ, 2003). Nela, segundo Dias (2002) e a Companhia Siderúrgica de Pecém (CSP, 2021), são desenvolvidos os processos

denominados de pátio de matérias-primas, coqueria, sinterização, alto-forno, aciaria e lingotamento contínuo, os quais foram brevemente explicados a seguir.

3.2.3.1 Pátio de Matérias-Primas

De acordo com a CSP (2021), o pátio de matérias-primas é o setor da usina siderúrgica destinada ao recebimento, beneficiamento granulométrico, estocagem e homogeneização das matérias-primas e insumos empregados para a produção de aço. Dentre as matérias-primas empregadas na produção destacam-se o carvão mineral, minério de ferro e calcário. Neste pátio os insumos são dispostos em pilhas, em geral em áreas abertas, e transportados até as unidades de produção.

O minério de ferro, segundo Dias (2002), especialmente a hematita, e o carvão mineral não são extraídos puros da natureza, sendo acompanhados por componentes indesejáveis ao processo. Assim, é necessário realizar o preparo prévio das matérias-primas, que tem por objetivo aumentar a eficiência de operação do alto-forno e da aciaria, bem como reduzir o consumo de energia ao longo do processo produtivo.

3.2.3.2 Coqueria

De acordo com este autor, o carvão mineral é utilizado na produção de aço a fim de realizar a redução do minério de ferro, formando assim o ferro gusa. Além disso, fornece energia na forma de calor ao alto-forno e influência no rendimento deste equipamento.

Segundo CSN, a coqueria é o setor responsável pela produção do coque, que consiste no produto da destilação e aglomeração do carvão mineral, a fim de eliminar as impurezas presentes neste na forma de matéria volátil. O processo desenvolvido nesta unidade consiste no aquecimento indireto do carvão mineral dentro de fornos fechados, denominados de células de coqueificação, em ausência de ar, que ocorre à temperatura de 1300 °C em média durante 18 horas (DIAS, 2002).

De acordo com este autor, o produto resultante é um resíduo poroso composto de carbono, com elevada resistência mecânica e alto ponto de fusão. A seguir, o coque é encaminhado ao alto-forno e seus finos são enviados à sinterização e à aciaria. Cabe destacar que o coque é a matéria-prima mais importante na composição do custo de um alto-forno, equivalendo a aproximadamente 60%. Por meio deste processo é gerado também o gás de coqueria, o qual é empregado nos demais processos siderúrgicos e em usinas termelétricas como fonte de calor.

3.2.3.3 Sinterização

A preparação do minério de ferro para a produção do ferro gusa requer um cuidado especial com a granulometria do material a ser colocada no alto-formo, por conta do fato que a velocidade da combustão é proporcional à permeabilidade do meio, afirma Dias (2002). Assim, é realizado o processo de sinterização, que consiste na aglomeração de finos de minério de ferro para carregamento no alto-forno, em decorrência deles serem indesejáveis para o processo produtivo.

Para tal, o autor explica que são adicionados fundentes aos finos do minério, dentre os que destacam-se finos de calcário e moinha de coque. O conjunto é disposto em uma grelha que passa por um forno, a fim de fundir a mistura. Feito isto, efetua-se um processo de resfriamento e britagem, para que o material atinja a granulometria adequada para ser depositada no alto-forno.

3.2.3.4 Alto-Forno

O alto-forno, enorme cuba com 50 a 100 m de altura (DIAS, 2002), é a unidade destinada à produção de ferro-gusa líquido, por meio do processo denominado redução, o qual será transformado em aço líquido na etapa seguinte do processo de acordo com a CSP (2021).

Primeiramente, para Ferraz (2003), o minério é aquecido no alto-forno em presença de carbono, sob a forma de coque ou carvão vegetal, e de fundentes, substâncias adicionadas para auxiliar a produzir a escória, material formado de materiais indesejáveis ao processo de fabricação. O objetivo desta etapa é reduzir ao máximo o teor de oxigênio da composição do minério. Ao mesmo tempo, a combustão do carvão com o oxigênio do ar, previamente aquecido a temperaturas em torno de 1000 °C e injetado sob pressão através de tubos denominados ventaneiras, localizados na região inferior do alto-forno, fornece calor empregado para fundir o metal reduzido. A temperatura atingida no interior do alto-forno é, geralmente, em torno de 1500 °C (DIAS, 2002).

Assim, obtém-se o ferro gusa, que contem de 3,5 a 4,0% de carbono em sua estrutura (FERRAZ, 2003). O metal líquido é transportado em vagões revestidos internamente, denominados carros-torpedo, enquanto que a escória, por ser de peso específico menor, é retirada por cima do metal. Cabe destacar que a escoria, ainda sendo um resíduo, é empregada na produção de cimentos (DIAS, 2002).

A seguir, segundo este autor, os carros-torpedo passam pelo processo de dessulfuração, em que o enxofre do material transportado é reduzido a teores adequados. Na sequência, é realizada uma análise química do ferro, em que se verificam os teores de carbono, silício, fósforo, enxofre e manganês, entre outros elementos presentes na estrutura do material. Tendo atendido aos critérios de interesse, o carro-torpedo é encaminhado para uma unidade denominada aciaria, onde o material será transformado em aço.

3.2.3.5 Aciaria

De acordo com Dias (2002), a finalidade da aciaria é transformar o ferro-gusa em aço, por meio do processo denominado de refino. Este é realizado em um conversor, por meio de injeção de oxigênio puro, sob alta pressão, no ferro gusa líquido. Neste processo é adicionada sucata de aço, que auxilia no controle da composição da liga metálica e da temperatura do metal líquido.

A seguir, o oxigênio reage com os demais materiais, gerando temperaturas de aproximadamente 1700 °C e combinando-os com o silício, manganês e carbono, entre outros elementos de interesse.

Concluído o refino, a liga metálica produzida, constituída basicamente de ferro e carbono, este último variando de 0,008% até aproximadamente 2,11%, além de certos elementos residuais resultantes de seu processo de fabricação, corresponde ao aço (FERRAZ, 2003). Os demais produtos, afirma Dias (2002), sendo indesejáveis, são eliminados através da escória que, da mesma forma à da produção do ferro gusa, é formada na superfície do banho, ou como gases, que são queimados na boca do conversor.

A seguir, de acordo com este autor, se o aço possuir a composição correta, o metal é transferido para o lingotamento contínuo. Caso isto não ocorra, para o ajuste fino da composição do aço, o conversor é inclinado lentamente sobre uma panela, preenchendo-a totalmente com aço líquido, tomando-se cuidado de evitar a saída da escória. Nessa panela é feito o ajuste da composição final do aço.

Para Ferraz (2003), os tipos de aço são diferenciados pela forma, tamanho e uniformidade de seus grãos e por sua composição química. Esta pode ser alterada por meio da adição de determinados elementos químicos, de modo a produzir aços com diferentes graus de resistência mecânica, soldabilidade, ductilidade e resistência à corrosão, entre outras propriedades.

3.2.3.6 Lingotamento Contínuo

Conforme explica a CSP (2021), o lingotamento contínuo é a unidade responsável pela transformação do aço líquido em produtos semiacabados sólidos, na forma de placas, nas dimensões de interesse. Este é iniciado pela transferência do material do conversor ou da panela para o distribuidor. A seguir, o processo consiste no vazamento vertical do aço líquido dentro de um molde de cobre refrigerado à água, aberto no topo e na base. O calor é retirado do aço durante a passagem deste material pelo molde, formando-se assim uma pele sólida externa com resistência suficiente para conter o aço líquido.

Após a saída do molde, o material passa a sofrer pressão do peso da coluna vertical de aço, enquanto um conjunto de suportes define a espessura e largura da placa a ser produzida. Por fim, há o corte da placa conforme especificação do comprimento do produto.

3.2.3.7 Laminação a Quente

Tendo produzido as placas, segundo Dias (2002), o processo produtivo continua por meio da laminação. Esta consiste na redução da área da seção transversal e o alongamento das placas, que possuem geralmente 250 mm de espessura, a fim de conformar os produtos desejados, denominados de chapas, como chapas grossas, chapas finas e perfis. Para tal, a laminação compreende as etapas de pré-aquecimento e a passagem sob pressão entre os laminadores das placas.

De acordo com Galvaminas, as chapas de aço laminadas a quente são fabricadas a alta temperatura, geralmente acima de 900 °C, através do emprego do Laminador de Tiras a Quente, a partir do qual são produzidas na forma de bobinas, ou no Laminador de Chapas Grossas. Caso tenham sido produzidas bobinas, estas passam por um processo chamado desbobinamento, no qual as chapas são cortadas transversalmente, gerando os produtos a serem comercializados.

3.2.3.8 Laminação a Frio

Segundo o mesmo autor, a laminação também pode ser realizada a frio, de modo que é realizada a temperaturas, em geral, abaixo de 100°C. O resultado deste processo são as bobinas laminadas a frio, as quais são produzidas através do emprego do Laminador de Tiras a Frio, usando como matéria-prima as bobinas laminadas a quente.

Conforme explica Ferraz (2003), neste caso, após o procedimento, os grãos do material permanecem deformados, em decorrência do processo de encruamento. O encruamento altera as

propriedades do material, aumentando a resistência mecânica, o escoamento, a dureza e a fragilidade e diminuindo o alongamento, a estrição e a resistência à corrosão. Assim, mesmo sendo produzida pelas bobinas laminadas a quente, as suas aplicações são diferentes.

3.2.3.9 Tratamentos térmicos

Ainda segundo este autor, tendo produzido os elementos de aço é possível alterar suas propriedades por meio de tratamentos térmicos. Estes são o conjunto de operações de aquecimento e resfriamento aplicados ao material sob condições controladas de temperatura, tempo, atmosfera e velocidade de esfriamento. Os tratamentos térmicos são empregados com as finalidades dispostas a seguir.

- Alterar a dureza do material;
- Aumentar sua resistência mecânica;
- Aumentar sua resistência ao desgaste, à corrosão e ao calor;
- Modificar suas propriedades elétricas e magnéticas do material;
- Remover tensões internas presentes no material associadas, por exemplo, ao resfriamento desigual;
- Aprimorar sua ductilidade, trabalhabilidade e propriedades de corte.

Dentre os tratamentos térmicos mais utilizados destacam-se o recozimento, a normalização, a têmpera e o revenido. Estes foram brevemente descritos a seguir.

- **Recozimento:** tratamento em que a velocidade de esfriamento é lenta e o aquecimento é feito a temperaturas superiores à crítica, no caso do recozimento total ou pleno, ou inferiores à crítica, para o recozimento para alívio de tensões internas. É utilizado quando se deseja remover tensões internas, diminuir a dureza, alterar as propriedades mecânicas e ajustar o tamanho dos grãos do material.
- **Normalização:** semelhante ao recozimento quanto à finalidade. No entanto, neste tratamento o resfriamento posterior é mais rápido. É usada de forma preliminar à têmpera e ao revenido, visando produzir uma estrutura mais uniforme e reduzir empenamentos.
- **Têmpera:** consiste no resfriamento rápido da peça com temperatura superior à crítica, com a finalidade de se obter uma estrutura com alta dureza e com maior resistência à

tração. Entretanto, este tratamento reduz a maleabilidade do material e provoca o aparecimento de tensões internas, consequências atenuadas por meio do revenido.

- Revenido: tratamento que geralmente sucede à têmpera e que visa aliviar ou remover tensões internas do material, além de reduzir sua dureza e fragilidade e aumentar sua maleabilidade e resistência ao choque. Neste processo, o aço é reaquecido a uma temperatura inferior à temperatura crítica, sendo esta e seu tempo de aplicação decisiva nas propriedades finais do material.

3.2.4 Cálculo do custo de estruturas metálicas

De acordo com Bellei (2006), os elementos de aço, tradicionalmente, são vendidos por tonelada. Consequentemente, discutir o custo de uma estrutura de aço requer que se formulem seus custos por tonelada de estrutura construída. No entanto, esta consideração ignora o fato de que muitos fatores têm influência significativa no custo final de um elemento de aço.

Assim, segundo o autor, no cálculo do custo de uma estrutura em aço, a qual incorpora as fases de projeto, detalhamento, fabricação e montagem, podem ser destacados os seguintes fatores de influência:

- Seleção do sistema estrutural;
- Projeto dos elementos estruturais individuais;
- Projeto e detalhe das ligações;
- Processo a ser usado na fabricação;
- Especificações para fabricação e montagem;
- Sistema de proteção contra a corrosão;
- Sistema a ser empregado na montagem;
- Sistema de proteção contra a ação do fogo.

Conforme explicado pelo autor, a seleção do mais eficiente sistema estrutural, compatível com o processo de fabricação, é fundamental para se otimizar os custos. Por outro lado, reduzir o custo das fases de fabricação e montagem só é possível se as ligações forem bem elaboradas durante a fase de detalhamento, de acordo com as premissas de projeto. Dentre as apresentadas, a especificação é a mais influente nos custos de fabricação e montagem, pois nela

são determinados a qualidade do material e as tolerâncias requeridas. Outro item importante é a proteção contra a corrosão, que, em muitos casos, pode chegar a até 25% do valor da estrutura.

Em geral, o custo de uma estrutura metálica pode ser estimado com base na Tabela 5, disposta a seguir.

Tabela 5: Estimativa do custo associado às fases da construção em aço.

Fase da construção	Parcela do custo total
Projeto estrutural	1% - 3%
Detalhamento	2% - 6%
Material e insumos	20% - 50%
Fabricação	20% - 40%
Limpeza e pintura	10% - 25%
Transporte	1% - 3%
Montagem	20% - 35%

Fonte: Bellei (2006).

3.3 Building Information Modeling (BIM)

3.3.1 Definição de BIM

De acordo com a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC) (2016), na literatura técnica existem diversas definições associadas à plataforma BIM. Dentre elas, podemos citar àquela fornecida pelo National Building Information Model Standard Project Committee (NBIMS), que define BIM como sendo “uma representação digital das características físicas e funcionais de uma instalação. BIM é um recurso de compartilhamento de conhecimento para informação sobre uma instalação, sendo uma base confiável para a tomada de decisões ao longo de seu ciclo de vida, definido desde o início de sua concepção até sua demolição. Assim, a premissa básica da plataforma é a colaboração de diferentes partes interessadas nas diferentes fases do ciclo de vida de uma instalação para inserir, extrair, atualizar ou modificar informação no BIM para apoiar e refletir as atividades da parte interessada”. Desta forma, a plataforma permite a interoperabilidade do processo projetual.

Por outro lado, segundo a CBIC (2016), quanto aos *softwares* desta, existem diversas propriedades que permitem diferenciá-los de outras soluções computacionais. Ferramentas BIM não possibilitam apenas a modelagem e a visualização em 3D de uma edificação ou instalação, mas utilizam objetos que incluem outras informações além da sua própria geometria, denominados de objetos paramétricos. Por conta disto, os modelos gerados por soluções BIM podem ser modificados de forma menos trabalhosa, pois as alterações realizadas numa

determinada vista do projeto são realizadas automaticamente nas demais vistas e relatórios do mesmo projeto em desenvolvimento.

Além disso, de acordo com este autor, os softwares BIM trabalham como gestores de bancos de dados integrados. Ou seja, no caso de um usuário realizar alguma modificação no projeto, sem importar o formato de visualização utilizado durante a sua realização, o sistema deverá atualizar, automaticamente, todas as demais possíveis organizações ou visualizações dos dados alterados, sejam imagens tridimensionais, tabelas, relatórios ou documentos. Por exemplo, se for realizada a alteração de alguma informação em uma tabela, ela será refletida, automaticamente, em todas as outras formas de visualização desta informação. Assim, alterar a largura de um determinado tipo de porta, inserida e repetida em diversos ambientes de um modelo, provocará a alteração automática das imagens tridimensionais nos ambientes onde este tipo tenha sido implementado.

Por fim, de acordo com BIMSPACE (2020), cabe destacar a existência de extensões de programas, ou *plug-ins*, produzidos pelo próprio fabricante ou por terceiros, que podem ser instalados no *software* BIM empregado a fim de realizar atividades específicas e complementares ao programa principal. Um exemplo deste tipo de extensão consiste naquelas que permitem realizar o Custeio do Ciclo de Vida (CCV) do projeto em desenvolvimento.

3.3.2 Histórico e implementação da ferramenta

De acordo com Jerry Laiserin, conforme descrito por Eastman et al. (2008) apud Menezes (2011), o mais antigo exemplo do conceito do que se conhece hoje como BIM é o *Building Description System*, publicado no agora extinto AIA Journal, por Charles M. “Chunk” Eastman, em 1975. Esse trabalho incluiu noções de BIM, dentre as que podem ser destacadas as possibilidades de:

- Derivar vistas com base em elementos previamente modelados;
- Evitar o redesenho por meio da atualização automática de todos os desenhos derivados
- Possibilitar o acoplamento direto da análise quantitativa à descrição dos materiais durante a modelagem, empregando um banco de dados integrado;
- Gerar código automatizado para checagem da edificação na prefeitura ou no escritório de arquitetura;
- Facilitar a tarefa dos empreiteiros de grandes obras associadas ao agendamento e encomenda de materiais.

Assim, os conceitos, abordagens e metodologias que hoje são identificados como pertencentes ao BIM podem ser datados de aproximadamente 45 anos atrás. Já a terminologia *Building Information Modeling* existe a, pelo menos, 30 anos. A utilização do termo BIM foi documentada pela primeira vez em um artigo escrito por G. A. van Nederveen e F. Tolman, em 1992, chamado de *Automation in Construction*. Cabe destacar que, em paralelo ao desenvolvimento dessas terminologias, implantações comerciais do BIM foram realizadas ao longo do tempo.

A seguir, no ano de 2005, Laiserin (2007) apud Menezes (2011) e Chuck Eastman organizaram a *First Industry Academic Conference* em BIM, conjuntamente a Paul Teichloz, sendo a partir deste evento que a plataforma BIM começou a ser amplamente divulgada.

Entretanto, Andia (2008) apud Menezes (2011) defendeu a ideia de que a implantação do BIM não era fácil, uma vez que as empresas não somente necessitavam adquirir *software* e treinar a equipe em seu manuseio, mas mudar sua cultura e sua formação. Analisando a implementação deste, o autor descreveu três fases da implantação da ferramenta, sendo que a primeira ocorria na transição do 2D-CAD para o 3D-BIM. Nessa fase, um número significativo de modelos BIM era criado, mas sendo meras representações 3D-CAD de edifícios, nas quais era apenas controlada a geometria do modelo e a coordenação das potenciais colisões entre os projetos arquitetônico, estrutural e de instalações prediais.

Em uma segunda fase, as empresas trabalharam na formulação de rotinas para realizar estimativas de custo durante o processo da concepção, iniciaram as simulações e análises das fases da construção, caracterizando o BIM 4D, e começaram a experimentar mudanças na alocação dos profissionais envolvidos, com aumento de horas de trabalho para arquitetos sêniores e diminuição de horas para arquitetos iniciantes.

Na terceira fase, o BIM começava a transformar a estrutura do método tradicional em taxas de concepção de faturamento, por meio do BIM 5D. Assim, as empresas que controlavam o modelo BIM eram capazes de cobrar mais nos estágios iniciais do projeto do que na fase de documentação.

Para Martin Fischer, professor da Stanford University, existem ainda outras dificuldades na implementação da plataforma nos Estados Unidos e na Europa, conforme descreve Tamaki (2011b) apud Menezes (2011). Um primeiro aspecto consiste na incompatibilidade e nos problemas na exportação de arquivos entre programas de diferentes fornecedores.

O compartilhamento de informações entre diferentes *softwares* BIM é realizado por meio do formato de arquivos IFC, siglas para *Industry Foundation Classes*, que armazena dados de arquitetura aberta. Esta é uma linguagem comum, utilizada para a troca entre modelos de

diversos fabricantes de acordo com Rosso (2011) apud Menezes (2011). No entanto, ainda ocorrem problemas na transferência de propriedades dos arquivos entre programas de diferentes marcas. Com respeito a este problema, Rosso (2011) apud Menezes (2011) cita que Roberto Klein, consultor no Brasil de CAD, 3D e BIM, propõe a utilização de um software de detecção de interferências, ou *clash-detection*, que consegue abrir vários formatos de arquivos e, com isso, compatibilizar arquivos 3D vindos de softwares diferentes.

Outros aspectos, segundo Fischer, são associados à filosofia de trabalho. Para o autor, os projetistas e os profissionais da construção norte-americana não estão acostumados a se prender à qualidade dos dados do projeto e à robustez do sistema de informações. Além disso, os profissionais precisam apreender a importância da feitura de um cronograma e o estabelecimento de relações entre os diferentes agentes envolvidos no projeto, como arquitetos, engenheiros, incorporadores e construtores, a fim de usufruir da tecnologia, conforme relata Tamaki (2011b) apud Menezes (2011).

Apesar destas dificuldades, de acordo com Figuerola (2011) apud Menezes (2011), a média de utilização do BIM nos escritórios de arquitetura norte-americanos ou europeus esteve entre 49% e 38% de adoção. Já para Chuck Eastman, conforme descrito por Tamaki (2011a) apud Menezes (2011), esse número foi mais elevado: em suas pesquisas realizadas nos Estados Unidos e na Europa, mais de 50% dos escritórios de arquitetura alegaram usar BIM.

Já no caso do Brasil, o BIM tem recebido cada vez mais atenção, principalmente nos escritórios de arquitetura, a partir do ano 2000. Rocha (2011) apud Menezes (2011) lembra que, há anos, o BIM promete proporcionar uma mudança radical no processo de produção da construção civil. Entretanto, havia a ideia de que, por ser tão revolucionário e tecnológico, o conceito de estivesse longe de ser adotado no Brasil. Todavia, segundo o autor, apesar das naturais dificuldades de implantação, essa plataforma começou a ser adotada por vários profissionais das áreas de orçamentação, arquitetura, estruturas, instalações prediais e de vedação.

Dentre as dificuldades iniciais relatadas por aqueles que já aderiram à plataforma BIM no Brasil, podem ser destacadas o alto custo do treinamento de pessoal e de aquisição dos computadores, os quais necessitam ser mais robustos, e dos programas. No entanto, apesar do alto custo de implantação, a adoção dessa plataforma prevê, em médio a longo prazo, o retorno do investimento. Por outro lado, de forma semelhante ao que ocorreu nos Estados Unidos e na Europa, relatado anteriormente, a falta de bibliotecas nacionais e de uma cultura de trabalho em equipe representam dificuldades na atual fase da experiência brasileira.

De acordo com Sayegh (2011) apud Menezes (2011), o fato de que poucos escritórios de instalações prediais e de estrutura utilizam hoje a plataforma cria um obstáculo para a filosofia BIM, formando um círculo vicioso que barra o início da migração. A explicação para esse fato, com relação aos sistemas prediais, se dá pela inexistência de bibliotecas nacionais, como o *MasterFormat* norte-americano, citado anteriormente por Figuerola (2011) apud Menezes (2011), com famílias de componentes que seriam utilizadas na operação em conjunto com softwares específicos de cálculo elétrico, hidráulico ou de ar-condicionado.

Outro aspecto a ser abordado corresponde à necessidade de mudanças de relacionamentos entre projetistas e construtores. Nesse contexto, surgiu uma nova modalidade contratual, denominada de *Integrated Project Delivery*, por suas siglas IPD. Este consiste em um contrato global com toda a equipe nos moldes de uma holding. Leonardo Manzione, engenheiro especialista em BIM e diretor executivo da Coordenar, explica que essa holding constituída pelos projetistas recebe os custos diretos e, caso obtenha sucesso em relação às metas previstas do empreendimento, como custo, sustentabilidade, consumo de energia, condições que podem ser efetivamente medidas com o modelo BIM, recebe uma participação nos resultados, de acordo com Sayegh (2011) apud Menezes (2011). No entanto, o autor ressalta que, para a viabilização do IPD no Brasil, são necessárias mudanças significativas na lei e na cultura.

Entretanto, a tendência mundial tem chegado ao Brasil: um decreto presidencial, denominado de DECRETO No 9.377 (2018), foi recentemente assinado com a intenção de democratizar o uso da plataforma no país. Assim, segundo o INBEC (2018), no Brasil a utilização do BIM será obrigatória a partir de 2021 em projetos de construções nacionais, de modo que todas as obras públicas projetadas no país deverão seguir o formato da plataforma BIM. Em paralelo a este decreto, o autor afirma que foi publicado o documento Construção Inteligente pelo Ministério da Indústria, Comércio Exterior e Serviços (MDIC), no qual são detalhados objetivos, ações, responsabilidades, metas e compromissos para a efetiva difusão desse instrumento na indústria da construção.

3.3.3 As dimensões da plataforma BIM

Outra característica da plataforma BIM é que diferentes autores consideram que pode abranger diversas dimensões. Assim, é possível definir as dimensões para o BIM ilustradas pela Figura 1.

Figura 1: Dimensões da plataforma BIM.



Fonte: Garibaldi (2020).

3.3.3.1 BIM 3D

De acordo com Garibaldi (2020), o BIM 3D permite reunir informações gráficas e não gráficas de um projeto, referentes aos seus elementos arquitetônicos, estruturais, elétricos e hidráulicos, entre outros tipos, para criar modelos tridimensionais compostos por objetos parametrizados. Além disso, afirma a Cadari Engenharia (2020), proporciona um ambiente de trabalho fundamentado na interoperabilidade, de modo que as diferentes partes envolvidas no projeto podem fornecer informações precisas para que possíveis colisões entre sistemas sejam identificadas e sanadas antes que qualquer trabalho de construção, evitando custos desnecessários.

3.3.3.2 BIM 4D

Por sua vez, segundo Garibaldi (2020), o BIM 4D adiciona a variável temporal ao projeto, tornando possível incorporar ao modelo informações sobre cronograma da obra, sequência e fases de implementação e planejamento do canteiro de obras. Assim, a dimensão permite a incorporação de dados, por exemplo, sobre o tempo que se gasta para instalar ou construir cada elemento ou sistema do projeto, o tempo necessário para que este torne-se operacional, a sequência pela qual os componentes devem ser instalados e as dependências entre as diversas etapas do processo construtivo.

De posse destas e outras informações, torna-se possível o desenvolvimento de um programa de projeto preciso. Assim, com os dados vinculados à representação gráfica dos componentes, torna-se mais fácil a consulta e compreensão das informações do projeto, facilitando o planejamento e acompanhamento da evolução deste. Além disso, o aprimoramento

do planejamento e da programação do projeto, a coordenação otimizada entre os profissionais envolvidos na obra e o auxílio na detecção precoce de conflitos são vantagens obtidas pelo emprego da dimensão 4D.

3.3.3.3 BIM 5D

Segundo a Cadari Engenharia (2020), o BIM 5D é caracterizado pela incorporação do custo no modelo tridimensional, de modo que estes dados, para cada elemento do projeto, são vinculados à base de dados integrada do programa. Assim, os cálculos associados ao orçamento podem ser feitos com base nas informações vinculadas aos componentes dentro do modelo gráfico. Tais dados permitem que os orçamentistas extraiam com maior facilidade as quantidades de um determinado componente, alcançando assim, com maior precisão, o custo geral para o desenvolvimento de um projeto.

No entanto, de acordo com Garibaldi (2020), para a correta implementação desta ferramenta, devem ser inseridos os dados produzidos e compartilhados pelas equipes que cooperam no projeto, tendo clareza e precisão. Por conta disso, os orçamentistas mantêm a responsabilidade de verificar a precisão das informações fornecidas pelo *software*, além de ajudar a interpretar e preencher as lacunas presentes nestas.

Por outro lado, o autor afirma que assumindo que o projeto traga dados da dimensão 4D e uma compreensão clara do valor de um contrato, torna-se possível acompanhar os gastos previstos e reais ao longo da execução de um projeto. Desta forma, a dimensão permite a confecção de relatórios e orçamentos regulares para garantir que o projeto permaneça dentro dos limites previamente estipulados.

3.3.3.4 BIM 6D

A seguir, encontra-se o BIM 6D que, conforme explica a Cadari Engenharia (2020), está ligado às orientações e conceitos da sustentabilidade, fornecendo ferramentas para a realização de análises de impactos ambientais durante o processo de desenvolvimento do projeto. Para tal, permite ao usuário inserir e associar propriedades de interesse aos componentes inseridos em um modelo.

Assim, possibilita realizar análises do consumo de energia, eficiência energética e pegada de carbono, além de estimativas de gastos energéticos, considerando de forma precisa todo o processo construtivo. Por conta disto, segundo BIMMDA, é comum associar esta

dimensão com a contribuição para que os projetos atinjam a sustentabilidade e, consequentemente, as diversas certificações de construção sustentável existentes.

3.3.3.5 BIM 7D

O BIM 7D, segundo Cadari Engenharia (2020), incorpora a análise do ciclo de vida do projeto e o gerenciamento das instalações. Para tal, permite rastrear dados importantes dos elementos do modelo ativo, como *status*, manuais de manutenção ou de operação, garantias e especificações técnicas, a fim de permitir seu uso em um estágio futuro e um controle maior do empreendimento ao longo de seu ciclo de vida.

De acordo com Garibaldi (2020), tradicionalmente o que é concebido durante o processo projetual é revisado e alterado no canteiro de obras, a fim de lidar com as eventuais variações durante a construção ou para resolver conflitos espaciais ou operacionais que não foram considerados até o estágio inicial da construção.

Assim, afirma Cadari Engenharia (2020), a dimensão fornece ferramentas aos gestores para controlar a qualidade dos procedimentos a serem desenvolvidos no canteiro, a garantia dos equipamentos, os planos de manutenção, os dados dos fabricantes e fornecedores, os custos de operação e eventuais fotos de materiais, equipamentos e de elementos que posteriormente à execução não serão mais visíveis.

3.3.4 Custeio do Ciclo de Vida (CCV) e a integração BIM-CCV

Segundo o Stanford University Land and Buildings (2005), o Custeio de Ciclo de Vida (CCV) consiste numa metodologia de análise do desempenho econômico de uma edificação durante seu ciclo de vida, ou seja, desde sua concepção até o fim de sua vida útil. Para tal, o CCV incorpora tanto o investimento monetário inicial como os demais custos a longo prazo da edificação, dentre os quais destacam-se os associados à propriedade, operação e manutenção preventiva e corretiva.

Esta metodologia embasa-se no princípio de que diversas alternativas de concepção de projetos podem atender às necessidades e restrições do cliente atingindo desempenhos aceitáveis, mas possuindo investimentos iniciais e custos de operação, manutenção e ciclos de vida diferentes. Assim, o CCV permite, para determinada concepção de projeto, estimar os custos da edificação correspondente. Desta forma, a metodologia fornece os resultados para

realizar análises comparativas entre projetos, representando um meio para identificar a melhor alternativa quanto a custo-benefício para uma determinada situação específica.

No entanto, afirma Gonçalves (2021), o levantamento de quantitativos, necessário para a aplicação do CCV, quando realizado de forma manual, demanda longos períodos de trabalho e atenção, de modo que está altamente sujeito a erros. Assim, conforme explicado por Sallaberry (2019), a integração BIM-CCV mostra-se como uma alternativa viável, facilitando e agilizando a implementação da metodologia. Este fato foi corroborado por CIFE apud Sallaberry (2019) que, com base nos 32 projetos de grande porte realizados nos Estados Unidos que foram avaliados, apontou reduções reais de custos com o uso da integração BIM-CCV, as quais foram listadas a seguir.

- Eliminação de até 40% das mudanças orçamentárias não previstas;
- Estimativas de custo com imprecisões de até 3%;
- Até 80% de redução de tempo gasto na elaboração de estimativas de custo;
- Até 7% de redução no tempo de projeto.

4 METODOLOGIA

4.1 Elaboração do projeto de cobertura em estrutura metálica

A fim de realizar os procedimentos de comparação entre coberturas com estruturas em aço e em madeira, foi necessário propor um projeto inicial para as estruturas de interesse. Para tal, foi considerado o projeto didático intitulado Projeto Didático: Edifício Industrial com Ponte Rolante, desenvolvido na disciplina SET0418 – Estruturas Metálicas II, oferecida pelo professor MALITE, M. no 2º semestre de 2020. Assim, foi elaborado um memorial de cálculo incorporando os procedimentos de cálculo referentes ao escopo do projeto proposto e às ligações a serem empregadas na cobertura deste.

Cabe destacar que este projeto didático tratou não só da cobertura do galpão industrial proposto, mas sim de sua estrutura como um todo. Esta foi considerada em vista do fato desta ser a situação usual de projeto para galpões industriais em estrutura metálica, os quais usualmente correspondem a estruturas hiperestáticas. No entanto, a fim de reduzir a extensão do presente trabalho, o memorial apresentado teve alguns de seus procedimentos omitidos.

Os dados iniciais fornecidos para o desenvolvimento deste projeto foram dispostos na Tabela 6.

Tabela 6: Parâmetros de dimensionamento considerados para a cobertura metálica.

Parâmetro	Descrição	Valor
A (mm)	Vão da ponte rolante (centro a centro dos trilhos)	14000
H (mm)	Altura de elevação (máxima altura do gancho a partir do nível acabado)	6500
L (mm)	Distância entre pórticos transversais	7500
n	Número de eixos	6
Q (kN)	Capacidade máxima da ponte rolante	200
Tipo de telha	Características das telhas empregadas	Metálicas termoacústicas
Tipo de aço	Tipo de aço a ser considerado para os elementos estruturais	ASTM A36
Tipo de perfis	Classificação quanto ao método de produção	Laminados

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes dados, foi possível realizar o dimensionamento do galpão industrial e, conseqüentemente, de sua cobertura, com base nos critérios da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Assim, foi gerado o memorial de cálculo apresentado através do Apêndice A.

Os *softwares* empregados para a elaboração dos projetos estruturais das coberturas foram listados a seguir. No caso das ferramentas computacionais desenvolvidas para fins acadêmicos, uma breve descrição de suas funções e uma listagem dos autores foi apresentada.

- AcadFrame: ferramenta computacional de análise estrutural, para fins de ensino em engenharia, que utiliza o Método dos Elementos Finitos Posicional para análise de pórticos e treliças planas incluindo não linearidade geométrica, efeito de temperatura e combinação de ações externas. Desenvolvido por: CODA, H. B.; PACCOLA, R. R;
- CICLONE (versão 5.01 Beta), ferramenta computacional que permite, por meio de seus recursos, considerar o efeito do vento em edificações usualmente empregadas na construção civil, contemplando basicamente alguns dos casos típicos abordados na norma brasileira ABNT NBR 6123:1988, atualmente em vigor e intitulada “Forças devidas ao vento em edificações”. Desenvolvido por: MACHADO, G. C. P. et al;
- Autodesk® AutoCAD® 2021;
- Ftool, programa para a análise estrutural de pórticos planos.

4.2 Elaboração do projeto de cobertura em estrutura de madeira

A seguir, de posse do projeto de cobertura em estrutura metálica, foi desenvolvido um projeto equivalente com estrutura de madeira serrada, considerando os resultados obtidos para aquela. Assim, foram empregados os dados iniciais dispostos na Tabela 7.

Tabela 7: Parâmetros de dimensionamento considerados para a cobertura em madeira.

Parâmetro	Descrição	Valor
H (cm)	Altura da edificação	1130,0
$L_{treliça}$ (cm)	Vão livre vencido pelas treliças	1500,0
L (cm)	Distância entre pórticos transversais	300
n	Número de eixos	13
Tipo das treliças	Padrão de distribuição das barras das treliças	Howe
$i_{treliça}$ (°)	Inclinação entre banzos da treliça	15,00°
Tipo de telha	Características das telhas empregadas	Metálicas termoacústicas
g_{telhas} (kN/m)	Carregamento linearmente distribuído associado às telhas	0,120
Classe	Classe de resistência da madeira serrada considerada	Dicotiledôneas C20, C30, C40 e C60 ¹

¹: Foi adotado o emprego de diversas classes de resistência, definidas na Tabela 9 da ABNT NBR 7190:1997, a fim de enriquecer a posterior análise comparativa.

Assim, de forma semelhante ao realizado para a estrutura em aço, foi realizado o projeto da cobertura de um galpão industrial em estrutura de madeira com base nas orientações do documento normativo ABNT NBR 7190:1997 - Projeto de estruturas de madeira. O memorial de cálculo referente aos procedimentos empregados e aos resultados parciais obtidos foi disponibilizado por meio do Apêndice B.

4.3 Modelagem das coberturas na plataforma BIM

Na sequência, tendo dimensionado e verificado os diversos elementos associados às coberturas em estudo, foi possível realizar a modelagem destas na plataforma BIM. Para tal, optou-se por empregar o *software* Autodesk® Revit® 2021, tendo em vista as diversas ferramentas de modelagem de elementos estruturais oferecidas.

Desta forma, com base nos desenhos técnicos produzidos para ambos os tipos de cobertura, os quais constam nos Apêndices A.1 e A.2 e B.1 a B.5, foram construídos os modelos tridimensionais destas estruturas. Para tal, foi executada uma sequência de procedimentos para cada cobertura, listada e explicada brevemente a seguir.

- Definir as unidades e os níveis de referência do modelo;
- Verificar a existência de famílias de quadro estrutural para os diversos tipos de barras a serem modelados, tanto para treliças como para terças. Se existem na biblioteca de famílias disponibilizadas pela Autodesk®, como as barras de aço em dupla cantoneira laminada, importá-las ao modelo da respectiva cobertura; caso contrário, como para as barras de madeira serrada de seção composta, cria-las a partir das prescrições apresentadas nos apêndices citados acima;
- Modelar uma treliça estrutural modelo, ou seja, com as dimensões definidas nos apêndices anteriormente citados, para cada tipo de cobertura. Em posse desta, aplicar as famílias de quadros estruturais previamente inseridos no modelo e ajustar as extensões das barras das treliças, a fim de corresponder às definições de projeto. A seguir, inserir as terças com a angulação definida pelo telhado;
- Inserir as chapas de nós e de emendas, no caso das coberturas metálicas e em madeira, e os espaçadores interpostos e enchimentos, no caso destas, empregando elementos do tipo placa, atentando-se às espessuras definidas em projeto;
- Implementar os elementos de ligação como parafusos e soldas, no caso da cobertura metálica, ou apenas parafusos, para as estruturas em madeira. Como consequência do

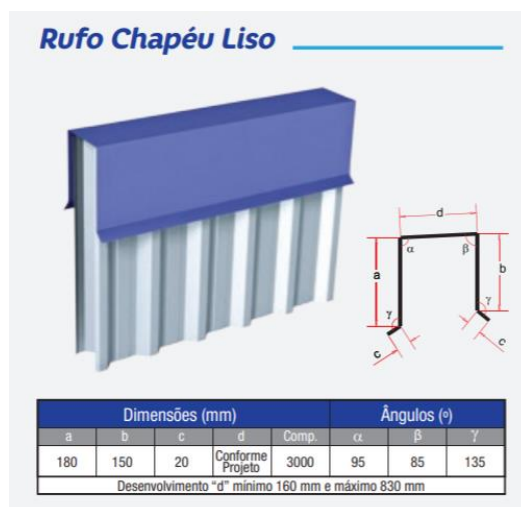
fato do Autodesk Revit® possuir restrições quanto aos tipos de superfícies que podem ser parafusadas, inserir placas temporárias, com a espessura do conjunto de elementos a serem parafusados, aplicar os parafusos em sua superfície, retirá-los desta e posicioná-los em seu local adequado;

- Selecionar o conjunto de elementos modelado e replicá-lo, considerando os espaçamentos entre treliças estruturais definidas em projetos, a fim de gerar a estrutura da cobertura desejada;
- Em posse da estrutura da cobertura, modelar os sistemas de contraventamento horizontal e vertical, no caso da cobertura metálica, e apenas vertical, para as estruturas em madeira;
- Inserir os elementos adicionais, não especificados nos apêndices supracitados, como calhas, telhas, cumeeiras e os elementos de fixação associados, no caso das coberturas em madeira, e também os rufos, no caso da cobertura metálica.

Destaque deve ser dado à modelagem dos elementos que não foram apresentados nos memoriais de cálculo, em vista do fato de suas funções não serem estruturais, mas de vedação e captação de águas pluviais.

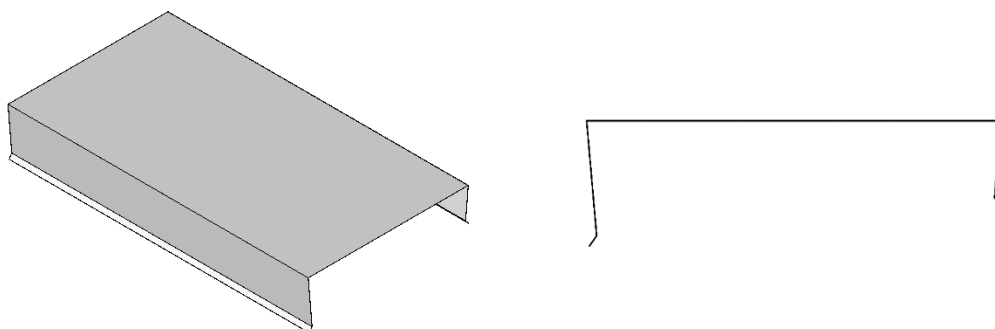
No caso dos rufos, telhas e cumeeiras, foram consultadas as fichas técnicas disponibilizadas pela empresa Regional Telhas®. A partir destes documentos, foram selecionados e modelados estes elementos, conforme apresentados por meio das Figuras 2 a 7.

Figura 2: Dimensões do rufo selecionado para a modelagem.



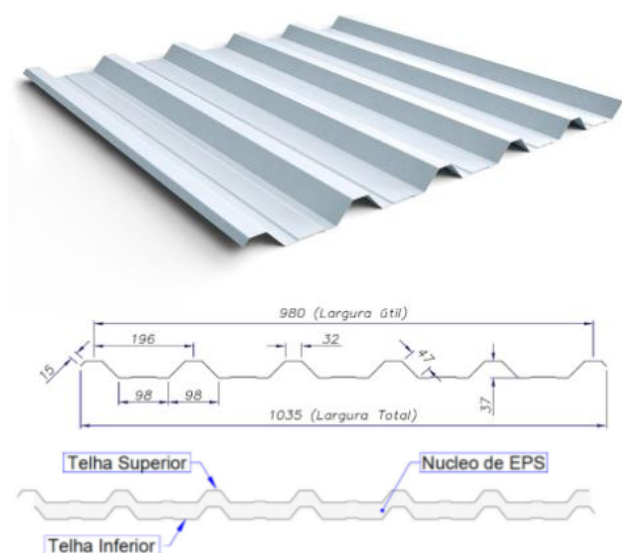
Fonte: <https://www.regionaltelhas.com.br/uploads/produtos/arquivos/5370203082018152435.pdf>

Figura 3: Vista isométrica e perfil do rufo modelado através do *software* Autodesk® Revit® 2021.



Fonte: Elaborada pelo autor.

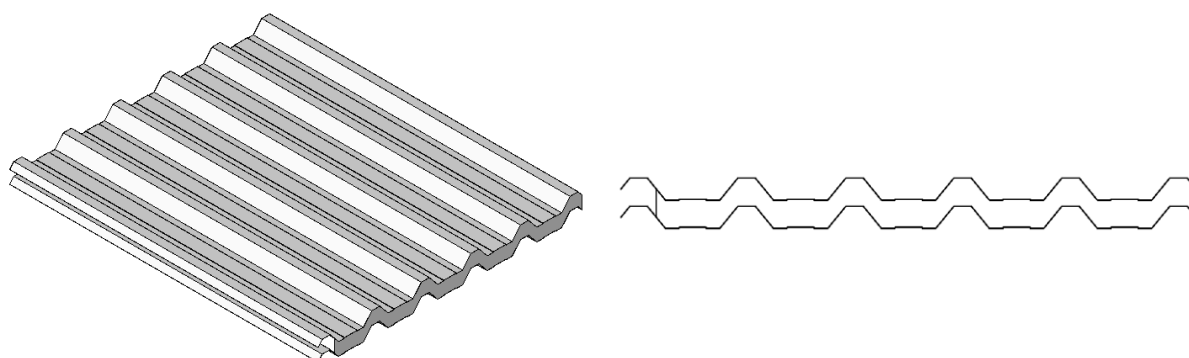
Figura 4: Dimensões da telha termoacustica selecionado para a modelagem.



Fontes: <https://www.regionaltelhas.com.br/produto/1/9/telha-metalica-rt40-980>

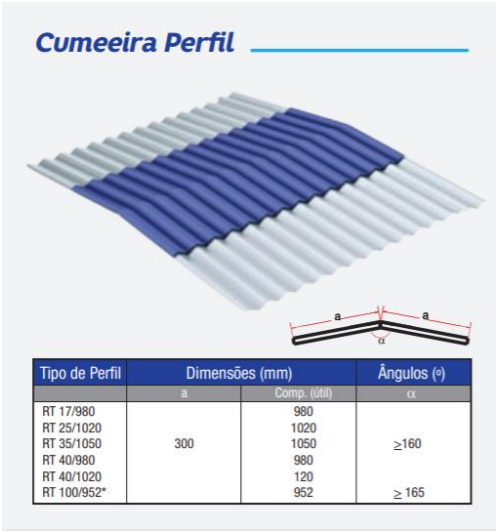
<https://www.regionaltelhas.com.br/uploads/produtos/arquivos/677811042018204625.pdf>

Figura 5: Vista isométrica e perfil da telha termoacustica modelada através do Autodesk® Revit® 2021.



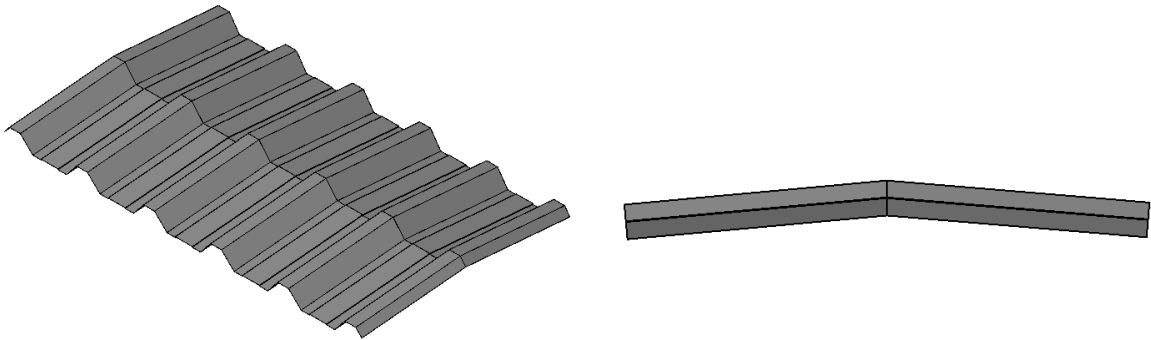
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 6: Dimensões da cumeeira selecionado para a modelagem.



Fonte: Fonte: <https://www.regionaltelhas.com.br/uploads/produtos/arquivos/5370203082018152435.pdf>

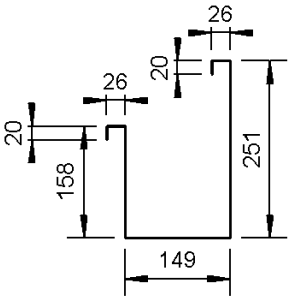
Figura 7: Vista isométrica e perfil da cumeeira modelada através do Autodesk® Revit® 2021.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Por outro lado, no caso das calhas modeladas, foi considerado um perfil composto por uma chapa metálica de aço galvanizado com espessura de 8mm. As dimensões deste perfil foram apresentadas através da Figura 8.

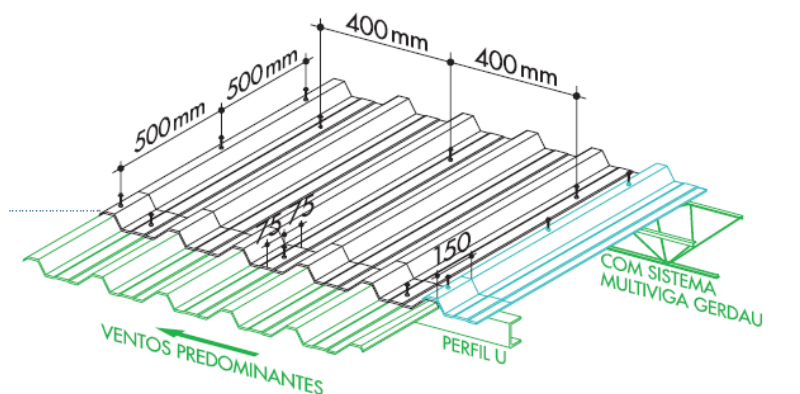
Figura 8: Perfil da calha adotada e modelada através do Autodesk® Revit® 2021.



Fonte: Elaborada pelo autor.

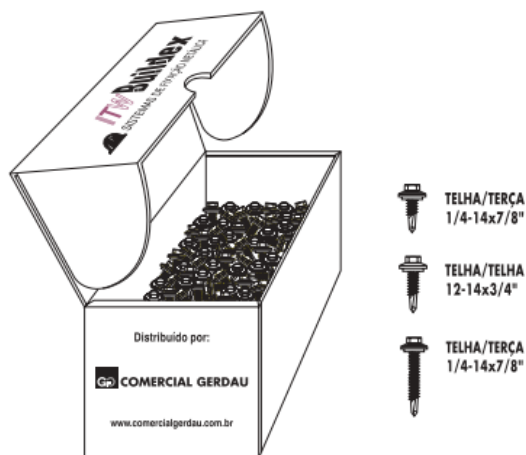
Por fim, o esquema de fixação das telhas, o qual foi considerado na modelagem em vista de seu grande número de elementos, foi adotado em correspondência às indicações do catálogo técnico de telhas metálicas da empresa Gerdau®, apresentadas através da Figura 9. Cabe ressaltar que, em vista da incapacidade de modelar e/ou adicionar famílias específicas de parafusos no *software* empregado, estes foram modelados a partir das opções fornecidas.

Figura 9: Recomendações de fixação para as telhas termoacústicas e as cumeeiras.



TELHA GERDAU TRAPEZOIDAL • INSTALAÇÃO

Fixadores



• Outras dimensões sob consulta

Fonte:

https://www.construcaocivil.info/download/materiais_de_constru%C3%87%C3%83o_civil_i/telhasmetalicasgerdau.pdf

Com base nestas adoções, os modelos gerados foram representados a través dos Apêndices C.1 a C.5.

4.4 Custeio do Ciclo de Vida das coberturas

Em posse das coberturas modeladas no software Autodesk® Revit®, foi implementado um *plug-in* a fim de realizar a integração BIM-CCV e, assim, estimar os custos associados às coberturas propostas. Com esta finalidade, foi selecionado o *plug-in* OrçaBIM®. Os procedimentos de cálculo e os critérios adotados para efetuar a orçamentação do ciclo de vida das coberturas em estudo foram apresentados através do Apêndice D.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Dimensionamento das coberturas

Em primeiro lugar, foi analisando o memorial de cálculo apresentado como Apêndice A, a fim de determinar os resultados obtidos para a cobertura em estrutura metálica. Assim, foram definidos os perfis a serem empregados, além do comprimento e peso estimados para cada tipo de elemento componente da estrutura. Estes foram apresentados na Tabela 8.

Tabela 8: Resumo dos materiais especificados para a cobertura metálica.

Material	Elemento	Perfil / Dimensões	Quant.	Comp. (cm) / Volume (cm³)	Massa Linear (kg/m) / Densidade (kg/m³)	Massa (ton)
Aço ASTM A36	Banzo Inferior	2L 63 x 6,3 x 102,1 cm	24	2.450,4	12,20	0,299
		2L 63 x 6,3 x 169,4 cm	24	4.065,6	12,20	0,496
		2L 63 x 6,3 x 188,2 cm	12	2.258,4	12,20	0,276
	Banzo Superior	2L 76 x 6,3 x 102,5 cm	24	2.460,0	14,58	0,359
		2L 76 x 6,3 x 170 cm	24	4.080,0	14,58	0,595
		2L 76 x 6,3 x 188,6 cm	12	2.263,2	14,58	0,330
	Diagonais	2L 50 x 6,3 x 156,9 cm	12	1.882,8	9,48	0,178
		2L 50 x 6,3 x 163,9 cm	12	1.966,8	9,48	0,186
		2L 50 x 6,3 x 221,8 cm	12	2.661,6	9,48	0,252
		2L 50 x 6,3 x 231,8 cm	12	2.781,6	9,48	0,264
		2L 50 x 6,3 x 257,0 cm	12	3.084,0	9,48	0,292
	Montantes	2L 44 x 3,2 x 119,1 cm	12	1.429,2	4,28	0,061
		2L 44 x 3,2 x 128,2 cm	12	1.538,4	4,28	0,066
		2L 44 x 3,2 x 143,2 cm	12	1.718,4	4,28	0,074
		2L 44 x 3,2 x 158,2 cm	12	1.898,4	4,28	0,081
		2L 44 x 3,2 x 175 cm	6	1.050	4,28	0,045
	Contravent.	ϕ 19 mm x 837,5 cm	32	26.800	2,24	0,600
		ϕ 19 mm x 750 cm	15	11.250	2,24	0,252
		ϕ 16 mm x 170 cm	60	10.200	1,56	0,159
		L 44 x 3,2 x 170 cm	20	3.400	2,14	0,073
		2L 100 x 6,3 x 750 cm	10	7.500	19,62	1,472
	Terças	U 152 x 12,2 x 750 cm	50	37.500,0	12,2	4,575
	Chapas	20 x 20 x 0,8 cm ¹	19 ¹	6.080,0	7.850	0,048
		14 x 17 x 0,8 cm	12	2.284,8	7.850	0,018
		28 x 15 x 0,8 cm	12	4.032,0	7.850	0,032
		10 x 6,3 x 0,8 cm	24	1.209,6	7.850	0,009
		14 x 6,3 x 0,8 cm	48	3.386,9	7.850	0,027
		14 x 7,6 x 0,8 cm	24	2.042,9	7.850	0,016
Soldas ²	Treliça	5 x 20 cm	408	-	-	-
		6 x 14 cm	24	-	-	-
		6 x 28 cm	24	-	-	-
Parafusos ASTM A325 ²	Treliça	ϕ 10 mm	432	-	-	-
		ϕ 16 mm	72	-	-	-
	Emendas	ϕ 10 mm	264	-	-	-
	Terças	ϕ 10 mm	360	-	-	-

¹: A fim de reduzir o número de elementos a serem especificados, as dimensões das chapas empregadas nos nós das treliças que não envolvessem os pilares foram padronizadas;

²: Em vista do reduzido tamanho das soldas e dos parafusos, a parcela de massa associada a estes elementos foi desconsiderada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, foram compilados os resultados obtidos para as coberturas com estrutura em madeira. Os resultados obtidos constam nas Tabelas 9 a 12.

Tabela 9: Resumo dos materiais especificados para a cobertura em madeira C20.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira C20	Banzo superior e inferior	5 x 15 x 275 cm	78	1,609	1.046
		5 x 15 x 200 cm	78	1,170	761
		5 x 15 x 300 cm	273	6,143	3.993
	Diagonais	5 x 15 x 239 cm	104	1,864	1.212
		5 x 15 x 253 cm	52	0,987	642
	Montantes	4 x 15 x 76 cm	52	0,237	154
		4 x 15 x 125 cm	52	0,390	254
		4 x 15 x 173 cm	52	0,540	351
		4 x 15 x 210 cm	26	0,328	213
	Terças	6 x 16 x 300 cm	120	3,456	2.246
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	67
		3 x 12 x 300 cm	12	0,130	85
	Espaçadores interpostos	4 x 15 x 5 cm	1.248	0,374	243
		23 x 15 x 5 cm	234	0,404	263
		5 x 15 x 5 cm	273	0,102	66
Enchimento	58 x 61 x 4 cm ²	26	0,368	239	
	17 x 15,5 x 4 cm ³	52	0,055	36	
	30 x 15 x 4 cm	208	0,374	243	
Aço ASTM A36	Cobrejunta	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		24 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,015	118
		30 x 15 x 0,8 cm	208	0,075	589
Parafusos $f_{yk} = 240\text{ MPa}$	Treliça	10 mm	494	- ⁴	-
		16 mm	624	-	-
	Emendas	10 mm	728	-	-
	Terças	10 mm	624	-	-
	Contraventamento	10 mm	32	-	-

¹: Densidade da madeira C20: 650 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse;

³: As peças destacadas correspondem a romboídes, cuja angulação foi definida como sendo 15°;

⁴: Em vista do reduzido tamanho dos parafusos, a parcela de massa associada a estes elementos foi desconsiderada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 10: Resumo dos materiais especificados para a cobertura em madeira C30.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira C30	Banzo superior e inferior	4 x 15 x 275 cm	78	1,287	1.030
		4 x 15 x 200 cm	78	0,936	749
		4 x 15 x 300 cm	273	4,914	3.931
	Diagonais	4 x 15 x 239 cm	104	1,491	1.193
		4 x 15 x 253 cm	52	0,789	631
	Montantes	3 x 15 x 76 cm	52	0,178	142
		3 x 15 x 125 cm	52	0,293	234
		3 x 15 x 173 cm	52	0,405	324
		3 x 15 x 210 cm	26	0,246	2.031
	Terças	6 x 16 x 300 cm	120	3,456	2.767
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	82
		3 x 12 x 300 cm	12	0,130	104
	Espaçadores interpostos	3 x 15 x 5 cm	1.248	0,281	225
		18 x 15 x 5 cm	234	0,316	253
		4 x 15 x 5 cm	273	0,082	66
Aço ASTM A36	Cobrejunta	58 x 61 x 3 cm ²	26	0,276	221
		10 x 15,5 x 3 cm ³	52	0,024	19
		30 x 15 x 3 cm	208	0,281	225
Parafusos $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$	Trelça	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		17,5 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,011	86
	Emendas	30 x 15 x 0,8 cm	208	0,075	589
		10 mm	494	- ⁴	-
		16 mm	546	-	-
Terças	Contraventamento	10 mm	624	-	-
		10 mm	572	-	-
		10 mm	32	-	-

¹: Densidade da madeira C30: 800 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse;

³: As peças destacadas correspondem a romboides, cuja angulação foi definida como sendo 15°;

⁴: Em vista do reduzido tamanho dos parafusos, a parcela de massa associada a estes elementos foi desconsiderada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 11: Resumo dos materiais especificados para a cobertura em madeira C40.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira C40	Banzo superior e inferior	5 x 15 x 275 cm	52	1,073	1.019
		5 x 15 x 200 cm	52	0,780	741
		5 x 15 x 300 cm	182	4,095	3.890
	Diagonais	5 x 15 x 239 cm	104	1,864	1.771
		5 x 15 x 253 cm	52	0,987	938
	Montantes	5 x 15 x 76 cm	26	0,148	141
		5 x 15 x 125 cm	26	0,244	232
		5 x 15 x 173 cm	26	0,337	320
		5 x 15 x 210 cm	13	0,205	175
	Terças	6 x 12 x 300 cm	120	2,592	2.462
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	98
		3 x 12 x 316 cm	16	0,182	173
		3 x 12 x 300 cm	36	0,389	370
	Espaçadores interpostos	5 x 15 x 5 cm	624	0,234	222
		15 x 15 x 5 cm	234	0,263	250
	Enchimento	58 x 61 x 5 cm ²	13	0,230	219
		10 x 15,5 x 5 cm ³	26	0,020	19
		30 x 15 x 5 cm	104	0,234	222
Aço ASTM A36	Cobrejunta	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		17,5 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,011	86
		30 x 15 x 0,8 cm	208	0,075	589
Parafusos $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$	Trelça	10 mm	416	- ⁴	-
		16 mm	468	-	-
	Emendas	10 mm	624	-	-
	Terças	10 mm	286	-	-
	Contraventamento	10 mm	96	-	-

¹: Densidade da madeira C40: 950 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse;

³: As peças destacadas correspondem a romboídes, cuja angulação foi definida como sendo 15°;

⁴: Em vista do reduzido tamanho dos parafusos, a parcela de massa associada a estes elementos foi desconsiderada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 12: Resumo dos materiais especificados para a cobertura em madeira C60.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira C60	Banzo superior e inferior	4 x 15 x 275 cm	52	0,858	901
		4 x 15 x 200 cm	52	0,624	655
		4 x 15 x 300 cm	182	3,276	3.440
	Diagonais	4 x 15 x 239 cm	104	1,491	1.566
		4 x 15 x 253 cm	52	0,789	828
	Montantes	5 x 15 x 76 cm	26	0,148	155
		5 x 15 x 125 cm	26	0,244	256
		5 x 15 x 173 cm	26	0,337	254
		5 x 15 x 210 cm	13	0,205	215
	Terças	6 x 12 x 300 cm	120	2,592	2.722
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	108
		3 x 12 x 316 cm	16	0,182	191
		3 x 12 x 300 cm	36	0,389	408
	Espaçadores interpostos	5 x 15 x 5 cm	624	0,234	246
		13 x 15 x 5 cm	234	0,228	239
	Enchimento	58 x 61 x 4 cm ²	13	0,184	193
		10 x 15,5 x 4 cm ³	26	0,016	17
		30 x 15 x 4 cm	52	0,094	99
		20 x 15 x 4 cm	52	0,062	65
Aço ASTM A36	Cobrejunta	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		17,5 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,011	86
		30 x 15 x 0,8 cm	104	0,037	290
		20 x 15 x 0,8 cm	104	0,025	196
Parafusos $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$	Treliça	10 mm	390	- ⁴	-
		16 mm	390	-	-
	Emendas	10 mm	520	-	-
	Terças	10 mm	234	-	-
	Contraventamento	10 mm	96	-	-

¹: Densidade da madeira C60: 1050 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse;

³: As peças destacadas correspondem a romboídes, cuja angulação foi definida como sendo 15°;

⁴: Em vista do reduzido tamanho dos parafusos, a parcela de massa associada a estes elementos foi desconsiderada.

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.2 Modelagem na plataforma BIM e execução do CCV

Na sequência, com base na modelagem realizada através do *software* Autodesk® Revit®, foi realizado o levantamento dos quantitativos a serem efetivamente considerados para a análise comparativa do presente trabalho. Estes foram dispostos por meio das Tabelas 13 a 17. Por outro lado, o resumo dos elementos não estruturais modelados foi apresentado através da Tabela 18.

Tabela 13: Resumo dos materiais modelados para a cobertura metálica.

Elemento	Seção	Comprimento total (m) ¹	Area transversal (cm ²)	Volume (m ³)
Banzo superior	2L 76 x 6,4	88,27 (87,74) ²	18,58	0.164
Banzo inferior	2L 64 x 6,4	88,00 (88,03)	15,34	0.135
Diagonais	2L 50 x 6,4	112,21 (123,77)	12,12	0.136
Montantes	2L 44 x 3,2	70,11 (76,34)	5,42	0.038
Contraventamento	L 50 x 3,2 ³	34,00 (34,00)	2,71	0.011
	2L 100 x 6,4	75,54 (75,00)	25,02	0.189
	φ 16 mm	109,45 (102,00)	2,01	0.022
	φ 19 mm	376,30 (380,50)	2,84	0.107
Terças	U 152 x 12,20	380,65 (375,00)	15,50	0.590

¹: Valores estimados a partir do volume de material fornecido pelo *plug-in* Tally®;

²: Valores especificados anteriormente entre parenteses, a fim de facilitar a comparação;

³: Perfil considerado ao em vez de L 44 x 3,2 por motivo de ser o mais próximo dentre os disponíveis.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 14: Resumo dos materiais modelados para a cobertura em madeira C20.

Elemento	Seção	Comprimento total (m) ¹	Area transversal (cm ²)	Volume (m ³)
Banzos superior e inferior	3x5x15	396,50 (396,50) ²	225	8.933 (8,922) ²
Diagonais	2x5x15	190,93 (190,06)	150	2.864 (2,851)
Montantes	2x4x15	115,25 (124,54)	120	1.383 (1,495)
Terças	1x6x16	364,38 (360,00)	96	3.498 (3,456)
Contraventamento	1x3x12	61,94 (64,64)	36	0.223 (0,233)

¹: Valores estimados a partir do volume de material fornecido pelo *plug-in* Tally®;

²: Valores especificados anteriormente entre parenteses, a fim de facilitar a comparação.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 15: Resumo dos materiais modelados para a cobertura em madeira C30.

Elemento	Seção	Comprimento total (m) ¹	Área transversal (cm ²)	Volume (m ³)
Banzos superior e inferior	3x4x15	397,02 (396,50) ²	180	7.146 (7,137) ²
Diagonais	2x4x15	190,93 (190,06)	120	2.296 (2,280)
Montantes	2x3x15	115,25 (124,54)	90	1.036 (1,122)
Terças	1x6x16	364,38 (360,00)	96	3.498 (3,456)
Contraventamento	1x3x12	61,94 (64,64)	36	0.223 (0,233)

¹: Valores estimados a partir do volume de material fornecido pelo *plug-in* Tally®;

²: Valores especificados anteriormente entre parênteses, a fim de facilitar a comparação.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 16: Resumo dos materiais modelados para a cobertura em madeira C40.

Elemento	Seção	Comprimento total (m) ¹	Área transversal (cm ²)	Volume (m ³)
Banzos superior e inferior	2x5x15	396,40 (396,50) ²	150	5.946 (5,948) ²
Diagonais	2x5x15	192,07 (190,06)	150	2.881 (2,851)
Montantes	1x5x15	115,20 (124,54)	75	0.864 (0,934)
Terças	1x6x12	359,44 (360,00)	72	2.588 (2,592)
Contraventamento	1x3x12	180,00 (187,20)	36	0.648 (0,674)

¹: Valores estimados a partir do volume de material fornecido pelo *plug-in* Tally®;

²: Valores especificados anteriormente entre parênteses, a fim de facilitar a comparação.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 17: Resumo dos materiais modelados para a cobertura em madeira C60.

Elemento	Seção	Comprimento total (m) ¹	Área transversal (cm ²)	Volume (m ³)
Banzos superior e inferior	2x4x15	397,08 (396,50) ²	120	4.765 (4,758) ²
Diagonais	2x4x15	191,58 (190,06)	120	2.299 (2,280)
Montantes	1x5x15	115,20 (124,54)	75	0.864 (0,934)
Terças	1x6x12	359,44 (360,00)	72	2.588 (2,592)
Contraventamento	1x3x12	180,00 (187,20)	36	0.648 (0,674)

¹: Valores estimados a partir do volume de material fornecido pelo *plug-in* Tally®;

²: Valores especificados anteriormente entre parênteses, a fim de facilitar a comparação.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 18: Resumo dos elementos não estruturais modelados.

Cobertura / Elemento	Telhas	Cumeeiras	Calhas	Rufos	Parafusos
Aço	78 (7,34 m)	39	75,00 m	78,00 m	2.090
Madeira C20	78 (7,75 m)	40	77,00 m	-	2.276
Madeira C30	78 (7,75 m)	40	77,00 m	-	2.276
Madeira C40	78 (7,75 m)	40	77,00 m	-	2.276
Madeira C50	78 (7,75 m)	40	77,00 m	-	2.276

Fonte: Elaborada pelo autor.

Analisando as Tabelas 13 a 17, foi possível concluir que, como consequência do fato das variações entre os valores especificados e modelados serem relativamente pequenas, as quais podem ser atribuídas à dificuldade de especificar as dimensões exatas dos elementos modelados, a modelagem realizada representou adequadamente os projetos associados aos Apêndices A e B. Diante deste fato, constatou-se que realizar os cálculos associados ao CCV através do *plug-in* OrçaBIM, com base nos modelos gerados, seria adequado.

Desta forma, foi consultado o Apêndice D, a fim de determinar os custos totais de cada cobertura. Cabe ressaltar que estes foram determinados com base nas composições selecionadas e adaptadas e as quantidades levantadas através do *software* Autodesk® Revit® e considerando os diversos critérios e procedimentos de cálculo apresentados no documento. Assim, foram construídas as Tabelas 19 e 20.

Tabela 19: Orçamento da cobertura metálica.

Item	Código	Banco	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo Unitário (R\$/un)	Custo Total (R\$/kg)
1			Sistema estrutural				152.113,52
1.1	-	-	Estrutura de cobertura em aço com ligações parafusadas, inclusos perfis metálicos, chapas metálicas, mão de obra e transporte com guindaste - fornecimento e instalação – Adaptada	kg	8.579,00	12,52	107.409,08
1.2	100767	SINAPI	Contraventamento com cantoneiras de aço, abas iguais, com conexões parafusadas, inclusos mão de obra, transporte e içamento utilizando talha manual, para edifícios de até 2 pavimentos - fornecimento e instalação. AF_01/2020_p	kg	2.556,00	17,49	44.704,44
2			Sistema de vedação				180.970,54
2.1	94228	SINAPI	Calha em chapa de aço galvanizado número 24, desenvolvimento de 50 cm, incluso transporte vertical. AF_07/2019	m	75,00	112,68	8.451,00
2.2	94216	SINAPI	Telhamento com telha metálica termoacústica e = 30 mm, com até 2 águas, incluso içamento. AF_07/2019	m²	561,07 ¹	282,80	158.670,48
2.3	101134	SIURB	Rufo em chapa de aço galvanizado n.24 - desenvolvimento 100cm	m	78,00	148,50	11.583,00
2.4	60294	SIURB	Cumeeira trapezoidal em aço galvanizado esp=0,5mm, revestimento b, h=40mm, l=0,60 m	m	38,22 ¹	59,29	2.266,06
3			Fim da vida útil				15.902,18
3.1	66008	SIURB	Retirada de estrutura metálica inclusive perfis de fixação	kg	8.579,00	1,75	15.013,25
3.2	106032	SIURB	Retirada de calhas, rufos ou rincões em chapa metálica	m	153,00	5,81	888,93
Total do orçamento							348.986,24

¹: As dimensões apresentadas foram obtidas multiplicando os comprimentos totais das telhas e cumeeiras modeladas pela sua largura útil, igual a 980 mm.

Fonte: Elaborada pelo autor através do *plug-in* OrçaBIM.

Tabela 20: Orçamento das coberturas em madeira.

Item	Código	Banco	Descrição	Un.	Qtde.	Custo Unitário (R\$/un)				Custo Total (R\$/un)			
						C20	C30	C40	C60	C20	C30	C40	C60
1			Sistema estrutural							108.183,60	95.617,80	120.490,20	104.938,20
1.1	-	-	Estrutura de cobertura em madeira com ligações parafusadas, inclusos chapas metálicas, mão de obra e transporte vertical - fornecimento e instalação – Adaptada	m²	540,00	200,34	177,07	223,13	194,33	108.183,60	95.617,80	120.490,20	104.938,20
2			Sistema de vedação							178.534,06	178.534,06	178.534,06	178.534,06
2.1	94228	SINAPI	Calha em chapa de aço galvanizado número 24, desenvolvimento de 50 cm, incluso transporte vertical. AF_07/2019	m	77,00	112,68	112,68	112,68	112,68	8.676,36	8.676,36	8.676,36	8.676,36
2.2	94216	SINAPI	Telhamento com telha metálica termoacústica e = 30 mm, com até 2 águas, incluso içamento. Af_07/2019	m²	592,41 ¹	282,80	282,80	282,80	282,80	167.533,54	167.533,54	167.533,54	167.533,54
2.3	60294	SIURB	Cumeeira trapezoidal em aço galvanizado esp=0,5mm, revestimento b, h=40mm, l=0,60 m	m	39,20 ¹	59,29	59,29	59,29	59,29	2.324,16	2.324,16	2.324,16	2.324,16
3			Fim da vida útil							9.422,17	9.422,17	9.422,17	9.422,17
3.1	66006	SIURB	Retirada de estrutura de madeira com tesouras - para telha ondulada de cimento amianto, alumínio ou plástico	m²	540,00	16,62	16,62	16,62	16,62	8.974,80	8.974,80	8.974,80	8.974,80
3.2	106032	SIURB	Retirada de calhas, rufos ou rincões em chapa metálica	m	77,00	5,81	5,81	5,81	5,81	447,37	447,37	447,37	447,37
Total do orçamento										296.139,83	283.574,03	308.446,43	292.894,43

¹: As dimensões apresentadas foram obtidas multiplicando os comprimentos totais das telhas e cumeeiras modeladas pela sua largura útil, igual a 980 mm.

Fonte: Elaborada pelo autor através do *plug-in* OrçaBIM.

5.3 Análise comparativa do CCV das coberturas

A seguir, em posse dos custos totais associados a cada sistema considerado para cada cobertura, foi possível realizar a análise comparativa das soluções em estudo quanto ao investimento necessário no decorrer de seu ciclo de vida. Com este fim, foram resumidos os resultados obtidos através da Tabela 21 e da Figura 10.

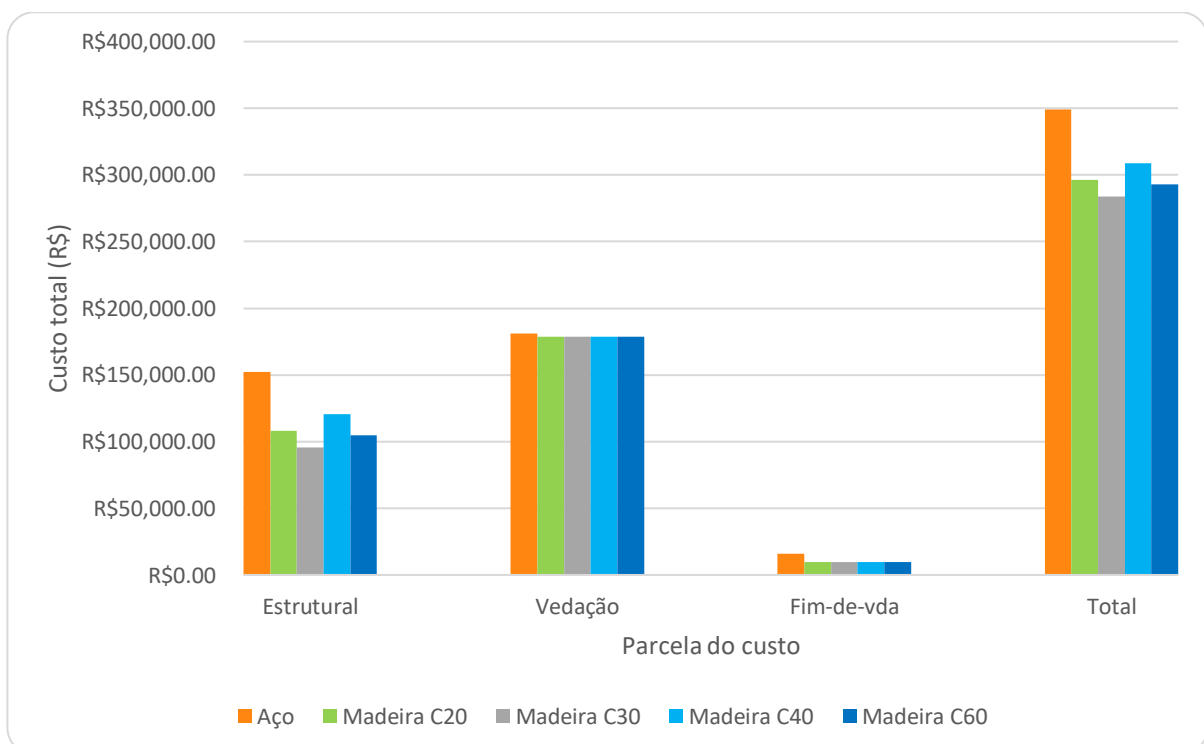
Tabela 21: Resumo dos orçamentos para as coberturas projetadas.

Sistema	Aço	Madeira			
		C20	C30	C40	C60
Estrutural (R\$)	R\$ 152.113,52	R\$ 108.183,60	R\$ 95.617,80	R\$ 120.490,20	R\$ 104.938,20
Estrutural (%) ¹	100,00%	71,12%	62,86%	79,21%	68,99%
Vedação (R\$)	R\$ 180.970,54	R\$ 178.534,06	R\$ 178.534,06	R\$ 178.534,06	R\$ 178.534,06
Vedação (%) ¹	100,00%	98,65%	98,65%	98,65%	98,65%
Fim-de-vda (R\$)	R\$ 15.902,18	R\$ 9.422,17	R\$ 9.422,17	R\$ 9.422,17	R\$ 9.422,17
Fim-de-vda (%) ¹	100,00%	59,25%	59,25%	59,25%	59,25%
Total (R\$)	R\$ 348.986,24	R\$ 296.139,83	R\$ 283.574,03	R\$ 308.446,43	R\$ 292.894,43
Total (%) ¹	100,00%	84,86%	81,26%	88,38%	83,93%

¹: Valores relativos ao custo total obtido para a cobertura metálica.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 10: Resumo dos orçamentos para as coberturas projetadas.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6 CONCLUSÃO

Analisando os resultados obtidos, foi concluído que, para o presente estudo de caso, sujeito às diversas condições e adoções de projeto e de análise, as coberturas em madeira possuíram estimativas de custo inferiores àquela associada à cobertura metálica, correspondendo assim à melhor alternativa para o empreendedor.

Dentre as parcelas de custos analisados, destaca-se a o fato do sistema de vedação e os custos relativos ao fim de vida das estruturas de cobertura terem sido consideravelmente próximos ou de pequena magnitude, respectivamente. Assim, constatou-se que o custo correspondente ao sistema estrutural, que inclui o fornecimento, transporte interno e instalação de seus componentes, foi o fator mais relevante quanto à diferença nos custos totais obtidos.

Finalmente, foi observado que, ainda que apresentando um relativamente alto volume de madeira, a cobertura em madeira C30 forneceu o menor custo total, seguida por aquela composta por madeira C60, C20 e, por fim, C40. Este resultado pode ser explicado pela mudança na madeira considerada para cada estrutura, sendo de eucalipto para C20 e C30 e maçaranduba para C40 e C60, e a tendência da redução de volume de material com o aumento da resistência mecânica. Assim, as coberturas mais leves em cada espécie arbórea tornaram-se mais competitivas, prevalecendo aquela com o custo unitário menor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA. **Guia AsBEA Sustentabilidade na Arquitetura: Diretrizes de escopo para projetistas e contratantes.** São Paulo: [s.n.], 2012.

2. PLATAFORMA AGENDA 2030. **Plataforma Agenda 2030: Acelerando as transformações para a Agenda 2030 no Brasil.** Disponível em: <<http://www.agenda2030.com.br>>. Acesso em: 26/08/2021.

3. SOUST-VERDAGUER, B; LLATAS, C; GARCÍA-MARTÍNEZ, A. **Critical review of bim-based LCA method to buildings.** *Energy and Buildings*, v. 136, p. 110-120, 2017.

4. PERES, L. **Construção civil é o ramo que mais consome materiais no mundo, afirma professor da Poli.** 2012. Disponível em: <<http://www.usp.br/aun/antigo/exibir?id=4848&ed=853&f=2>>. Acesso em: 17/07/2021.

5. LIEBSCH, A. **Sustentabilidade na construção civil: aplicações em obras populares.** 2019. Disponível em: <<https://ambar.tech/2019/07/31/sustentabilidade-na-construcao-civil-aplicacoes-em-obras-populares/>>. Acesso em: 17/07/2021.

6. ZHURAVLEV, M; ZHURAVLEVA, T. **Aesthetic, functional and physical features of glulam in building architecture.** In: E3S Web of Conferences. EDP Sciences, 2020.

7. CASTELHANO, P.J. **Aplicação do conceito BIM em projetos de arquitetura em madeira.** 2013 Monografia (Aperfeiçoamento/ Especialização em Gerenciamento de Obras) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2013.

8. BOSZCZOWSKI, F. **Aplicação do BIM 4D no Planejamento de obras de Estruturas Metálicas – Estudo de caso.** Curitiba, 2015.

9. KOWALTOWSKI, D.K. et al. (Ed.). **O processo de projeto em arquitetura: da teoria à tecnologia.** Oficina de Textos, 2011.

10. BIMSPACE. **O que é Plugin?** 2020. Disponível em: <<https://bimspace.com.br/o-que-e-plugin/>>. Acessado em: 09/07/2021.

11. INBEC. **Uso do BIM será obrigatório a partir de 2021 nos projetos e construções brasileiras.** 2018. Disponível em <<https://inbec.com.br/blog/uso-bim-sera-obrigatorio-partir-2021-projetos-construcoes-brasileiras>>. Acesso em: 09/07/2021.

12. DECRETO Nº 9.377, de 17 de maio de 2018. **Institui a Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling**. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18/5/2018. Seção 1 Página 3. Disponível em: <<https://www2.camara.leg.br/legin/fed/decret/2018/decreto-9377-17-maio-2018-786731-publicacaooriginal-155623-pe.html>>. Acesso em: 09/07/2021.
13. LOURENÇO, P.B.; BRANCO, J.M. **Dos abrigos da pré-história aos edifícios de madeira do século XXI**. Centro de Investigação Transdisciplinar Cultura, Espaço e Memória (CITCEM), 2012.
14. PFIEL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**. Rio de Janeiro: Livros, 1985.
15. CALIL JR, C., LAHR, F.A.R., DIAS, A.A. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira**. Barueri, SP: Editora Manole, 2003.
16. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro, 1997.
17. GAVA, M. Viabilidade técnica e econômica da produção de componentes construtivos para habitação social utilizando madeira serrada de pinus de terceira classe de qualidade. 2005. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
18. INSTITUTO AÇO BRASIL. **História do Aço**. Disponível em: <<https://acobrasil.org.br/site/historia-do-aco/>>. Acesso em: 09/07/2021.
19. CENTRO DE ESTUDOS DE ESTRUTURAS DE AÇO E MISTAS DE AÇO E CONCRETO DA UFMG. **Histórico**. 2008. Disponível em: <<https://www.sites.google.com/site/acoufmg/home/historico>>. Acesso em: 09/07/2021.
20. BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo**. 5a edição. Editora PINI. São Paulo, 2006.
21. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE METALURGIA, MATERIAIS E MINERAÇÃO. **Brasil é o nono maior produtor de aço do mundo, aponta levantamento**. 2020. Disponível em: <<https://www.abmbrasil.com.br/por/noticia/brasil-e-o-nono-maior-produtor-de-aco-do-mundo-aponta-levantamento>>. Acesso em: 09/07/2021.
22. FERRAZ, H. **O aço na construção civil**. Revista eletrônica de ciências. São Paulo, n. 22, 2003.

23. DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo: Ziguarte. 4ª edição. 2002.

24. COMPANHIA SIDERÚRGICA DE PECÉM. **Processo de produção do aço**. 2021. Disponível em: <<https://www.cspecem.com/pt-br/sobre-a-csp/processo-de-producao-do-aco/>>. Acesso em: 09/07/2021.

25. GALVAMINAS. **Como são feitas as chapas de aço**. Disponível em: <<https://www.galvaminas.com.br/blog/chapas-de-aco-laminadas-frio-quente/>>. Acesso em: 09/07/2021.

26. CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. **Coletânea Implementação do BIM para Construtoras e Incorporadoras - Volume 1: Fundamentos BIM**. Brasília, 2016.

27. NATIONAL BUILDING INFORMATION MODEL STANDARD PROJECT COMMITTEE. **Frequently Asked Questions About the National BIM Standard-United States™**. Disponível em: <<https://www.nationalbimstandard.org/faqs#faq1>>. Acessado em 09/07/2021.

28. MENEZES, G.L.B.B. de. **Breve histórico de implantação da plataforma BIM**. Cadernos de Arquitetura e Urbanismo, v.18, n.22, p. 153-171, 21o sem., 2011.

29. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA. **Guia AsBEA Boas práticas em BIM**. Fascículo 1, São Paulo: [s.n.], 2013.

30. GARIBALDI, B.C.B. **Do 3D ao 7D – Entenda todas as dimensões do BIM**. 2020. Disponível em: <<https://www.sienge.com.br/blog/dimensoes-do-bim/>>. Acesso em: 09/07/2021.

31. BIMMDA. **Dimensões do BIM**. Disponível em: <<https://bimmda.com/pt/dimensoes-do-bim>>. Acesso em 09/07/2021.

32. CADARI ENGENHARIA. **As dimensões do BIM e os Níveis de Desenvolvimento (LOD)**. 2020. Disponível em: <<https://cadariengenharia.com.br/dimensoes-do-bim/>>. Acesso em: 09/07/2021.

33. STANFORD UNIVERSITY LAND AND BUILDINGS. **Guidelines for Life Cycle Cost Analysis**. 2005. Disponível em: <https://sustainable.stanford.edu/sites/default/files/Guidelines_for_Life_Cycle_Cost_Analysis.pdf>. Acesso em 09/07/2021.

34. GONÇALVES, F.A.A. **Bim 5D: uma nova forma de realizar o orçamento da sua obra.** 2021. Disponível em: <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/bim/bim-5d/>>. Acesso em: 09/07/2021.

35. SALLABERRY, C.R. **Os impactos do BIM para redução de custos da obra.** 2019. Disponível em: <<https://ambar.tech/2019/07/31/os-impactos-do-bim-para-reducao-de-custos-da-obra/>>. Acesso em: 09/07/2021.

36. DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS EESC/USP. **AcadFrame.** Disponível em: <<http://web.set.eesc.usp.br/portal/pt/software/27-pesquisa/software/156-acadframe>>. Acesso em: 09/07/2021.

37. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

38. DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS EESC/USP. **CICLONE - Ação do Vento nas Edificações.** Disponível em: <<http://web.set.eesc.usp.br/portal/pt/software/27-pesquisa/software/163-ciclone-acao-do-vento-nas-edificacoes>>. Acesso em: 09/07/2021.

39. MARLIN. **Visão geral e história do Ftool.** Disponível em: <<https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>>. Acesso em: 09/07/2021.

40. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto.** Rio de Janeiro, 2008.

41. CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **Downloads.** 2021. Disponível em: <https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_664>. Acesso em: 30/10/2021.

42. SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA E ORBAS. **Tabelas de Custos.** Disponível em: <https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/obras/tabelas_de_custos/index.php?p=310197> Acesso em: 30/10/2021.

42. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **SICRO.** Disponível em: <<https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/sicro>> Acesso em: 30/10/2021.

APÊNDICE A – Memorial de cálculo – Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura metálica

A.1 OBJETIVOS

Este projeto teve como objetivo o dimensionamento de uma cobertura em estrutura treliçada metálica para um galpão industrial na cidade São Carlos - SP, conforme as orientações da NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Desta forma, os resultados a serem obtidos correspondem ao dimensionamento das terças, barras de treliça, ligações e contraventamento da cobertura do galpão em estudo, além da definição dos materiais a serem empregados na execução do empreendimento.

Cabe destacar que, a fim de empregar os procedimentos de projeto usualmente utilizados para galpões industriais em estrutura metálica, foi dimensionada a estrutura da edificação como um todo. Desta forma, foram dimensionadas também as longarinas, vigas de rolamento, pilares e bases de pilares. No entanto, o dimensionamento e verificação associadas aos pilares e suas bases foram omitidos, como consequência de estarem fora do escopo deste trabalho, a fim de reduzir a extensão do presente documento. Por outro lado, o dimensionamento e verificação das longarinas e vigas de rolamento, como interferem nos esforços associados às barras das treliças, por motivo da estrutura a ser projetada ser hiperestática, foram inclusos.

A.2 DADOS INICIAIS

O presente memorial de cálculo corresponde ao projeto de um galpão industrial com telhado de duas águas e ponte rolante. Seu fechamento consiste em paredes de alvenaria de blocos de concreto de 2.200 mm de altura, brises de 2.000 mm de altura e telhas de aço tipo sanduíche, tanto para o telhado como para as faces laterais da edificação. Além disso, possui um portão frontal de 4.000 mm x 4.000 mm.

Para a concepção deste, além das diretrizes apresentadas, foram considerados uma série de parâmetros de dimensionamento, os quais foram evidenciados por meio da Tabela 1.

Tabela 1: Parâmetros de dimensionamento considerados.

Parâmetro	Descrição	Valor
A (mm)	Vão da ponte rolante (centro a centro dos trilhos)	14.000
H (mm)	Altura de elevação (máxima altura do gancho a partir do nível acabado)	6.500
L (mm)	Distância entre pórticos transversais	7.500
n	Número de eixos	6
Q (kN)	Capacidade máxima da ponte rolante	200

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse dos dados iniciais de projeto, foi necessário consultar um catálogo técnico de pontes rolantes, a fim de definir as dimensões e parâmetros de dimensionamento associados a estas para o projeto em estudo. Assim, foi considerado o catálogo de Ponte rolante univiga c/ talha elétrica tipo UVFT - com ou sem cabina. Desta forma, considerando o vão da ponte rolante definido em projeto, foi selecionado o modelo de vão imediatamente superior e com capacidade máxima compatível com o projeto. A nomenclatura e os modelos do catálogo constam na Figura 1.

Tabela 2: Propriedades da ponte rolante selecionada.

Parâmetro	Descrição	Valor
CAP. (t)	Capacidade da ponte rolante	20
A (mm)	Vão máximo vencido pela ponte rolante	15.000
H (mm)	Altura de elevação da ponte rolante	7.500 – 17.500
B (mm)	Distância do centro do trilho até a face interna do pilar	310
C (mm)	Distância do topo do trilho até a face inferior da cobertura	1.500
D (mm)	Distância do topo do trilho até a máxima altura do gancho	1.600
E (mm)	Distância mínima entre o eixo do trilho e o gancho	1.410 – 1.710
F (mm)	Distância entre os eixos das rodas	2.700
G (mm)	Largura máxima da ponte rolante	3.570
P1 (t)	Carregamento associado à roda 1	13,65
P2 (t)	Carregamento associado à roda 2	13,90

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.3 CONCEPÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

De posse dos dados iniciais de projeto, foi necessário conceber a seção transversal típica da estrutura em estudo. Para tal, considerando edificações de pequeno porte com ponte rolante leve, foi possível implementar uma série de orientações e considerações desenvolvidas por meio da experiência de projeto. A partir destas, foram realizados os cálculos e adoções apresentados a seguir. Os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 3, presente no tópico A.3.16 deste documento.

A.3.1 Cota do topo do trilho (C_{TT})

A cota do topo do trilho corresponde à soma da altura de elevação com a distância entre o topo do trilho e a máxima altura de elevação do gancho. Esta relação foi evidenciada por meio da equação (1).

$$C_{TT} = H + D \quad (1)$$

Onde:

C_{TT} : cota do topo do trilho (mm);

H : altura de elevação da ponte rolante (mm);

D : distância do topo do trilho até a máxima altura do gancho (mm).

A.3.2 Cota do banzo inferior da treliça (C_{BI})

De posse da C_{TT} , a cota do banzo inferior da treliça na linha do eixo pôde ser determinada somando-lhe a distância do topo do trilho até a face inferior da cobertura. No entanto, considerando que ainda não foi determinada a seção transversal das barras da treliça, existe a recomendação de adicionar uma folga de 150 a 200 mm. Assim, considerando uma situação a favor da segurança, esta foi adotada como sendo de 200 mm. Os procedimentos descritos foram evidenciados por meio das equações (2) e (3).

$$f_1 \in [150 \text{ mm}; 200 \text{ mm}] \quad (2)$$

$$C_{BI} = C_{TT} + C + f_1 \quad (3)$$

Onde:

f_1 : folga associada à falta de informação sobre a seção transversal das barras da treliça (mm);

C_{BI} : cota do banzo inferior da treliça na linha do eixo (mm);

C : distância do topo do trilho até a face inferior da cobertura (mm).

A.3.3 Altura da seção transversal do pilar (h_{pilar})

A seguir, com base na hipótese de a edificação ser de pequeno porte e que sua ponte rolante é leve, foi possível aproximar a altura da seção transversal do pilar, por meio da equação (4).

$$h_{pilar} \approx \frac{H+D+C}{20} \quad (4)$$

Onde:

h_{pilar} : altura da seção transversal do pilar (mm).

A.3.4 Altura de engastamento da treliça (h_{engast})

Por outro lado, em vista do fato que a cobertura a ser projetada consiste em uma treliça trapezoidal, a qual é engastada em seus extremos nos pilares, foi necessário adotar a altura de engastamento a ser considerada.

A recomendação para este tipo de estrutura foi que o comprimento fosse adotado entre 800 mm e 1.500 mm. Esta relação foi apresentada por meio da equação (5).

$$h_{engast} \in [800 \text{ mm}; 1.500 \text{ mm}] \quad (5)$$

Onde:

h_{engast} : altura de engastamento das treliças nos pilares (mm).

A partir deste intervalo, a fim de viabilizar o projeto e atender às condições descritas em 2.10 a 2.13, foi adotado um valor de $h_{engast} = 1.100 \text{ mm}$.

A.3.5 Altura do complemento do pilar (h_{comp})

Na sequência, a fim de permitir a acomodação da calha e do rufo na cobertura do galpão em estudo, foi necessário prever um complemento para o pilar. De acordo com os valores usualmente adotados, este valor varia entre 400 mm e 500 mm. Esta relação foi apresentada por meio da equação (6).

$$h_{comp} \in [400 \text{ mm}; 500 \text{ mm}] \quad (6)$$

Onde:

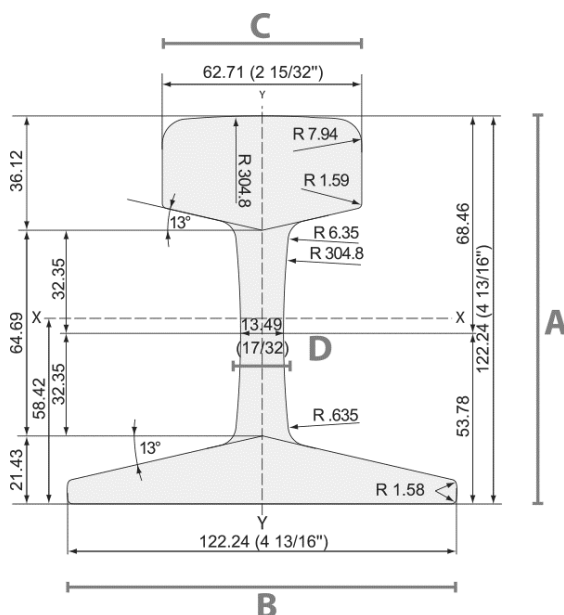
h_{comp} : Altura do complemento do pilar (mm).

Assim, a fim de reduzir a altura do pilar, foi adotado o valor mínimo do intervalo recomendado. Desta forma, $h_{comp} = 400 \text{ mm}$.

A.3.6 Altura do trilho (h_{trilho})

A seguir, com base nas orientações de projeto associadas à experiência, foi determinado que um trilho TR37 atendia às solicitações da ponte rolante empregada. As dimensões do mesmo foram ilustradas através da Figura 2.

Figura 2: Dimensões do trilho TR37



Onde:

- **A** (altura): 122,24 mm
- **B** (base): 122,24 mm
- **C** (boleto): 62,71 mm
- **D** (alma): 13,49 mm

Desta forma, foi possível concluir que a altura do trilho a ser empregado seria de $h_{trilho} = h_{TR37} = 122,4 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$.

A.3.7 Altura das vigas de rolamento (h_{VR})

Outro parâmetro que devia ser adotado a fim de estimar as dimensões do pórtico transversal da estrutura em estudo foi a altura da seção transversal das vigas de rolamento. Para edificações como a sendo analisada, a estimativa considerada para esta dimensão foi dada pela equação (7).

$$h_{VR} \approx \frac{L}{10} \quad (7)$$

Onde:

h_{VR} : Altura da seção transversal das vigas de rolamento (mm);

L : Distância entre pórticos transversais (mm).

A.3.8 Cota superior dos consoles (C_{SC})

De posse da altura do trilho a ser empregado e da altura das vigas de rolamento, foi possível calcular a cota superior dos consoles que servem de apoio para as vigas de rolamento. Este procedimento foi evidenciado por meio da equação (8).

$$C_{SC} = C_{TT} - (h_{trilho} + h_{VR}) \quad (8)$$

Onde:

C_{SC} : Cota superior dos consoles (mm).

A.3.9 Altura dos consoles (h_{cons})

De posse da cota superior dos consoles, foi necessário estimar a altura deles. Seguindo as recomendações práticas decorrentes da experiência, foi possível estimar esta dimensão a partir da altura do pilar. Assim, foi empregada a equação (9) para esta finalidade.

$$h_{cons} \approx h_{pilar} \quad (9)$$

Onde:

h_{cons} : altura dos consoles (mm).

A.3.10 Vão livre das treliças ($L_{treliça}$)

Na sequência, foi calculado o vão vencido pelas treliças de cobertura, ou seja, o comprimento do banzo inferior das treliças ou a distância entre faces internas de pilares. Para tal, foi utilizada a equação (10).

$$L_{treliça} = A + 2B \quad (10)$$

Onde:

$L_{treliça}$: vão livre vencido pelas treliças (mm);

A : vão máximo vencido pela ponte rolante (mm);

B : distância do centro do trilho até a face interna do pilar (mm).

A.3.11 Altura das treliças ($h_{treliça}$)

Outro aspecto a ser avaliado foi a altura das treliças, a fim de determinar a inclinação da cobertura a ser implementada. Para tal, foi considerado o intervalo recomendado pela experiência prática, o qual foi ilustrado através da equação (11).

$$h_{treliça} \in \left[\frac{L_{treliça}}{12}; \frac{L_{treliça}}{8} \right] \quad (11)$$

Onde:

$h_{treliça}$: altura das treliças de cobertura (mm).

A.3.12 Inclinação da treliça e de suas barras

A seguir, foi necessário impor que o banzo superior da treliça tivesse uma inclinação entre 5° e 15°, a fim de garantir o escoamento rápido e seguro para a estrutura de cobertura. Além disso, considerando a experiência prática, foi considerada uma restrição na inclinação das diagonais das treliças de cobertura, devendo ser em torno de 45°.

Estas condições foram evidenciadas por meio das equações (12) e (13).

$$i_{telhado} \in [5^\circ: 15^\circ] \quad (12)$$

$$i_{diag} \approx 45^\circ \quad (13)$$

Onde:

$i_{telhado}$: inclinação da estrutura de cobertura (°);

i_{diag} : inclinação das diagonais das treliças de cobertura (°).

A.3.13 Posicionamento das terças

Considerando que a vedação será realizada com telhas tipo sanduiche e que as terças são elementos leves, a experiência prática indica que estas devem ser espaçadas igualmente de aproximadamente 2.000 mm. Por outro lado, a fim de acomodar as calhas e a cumeeira, é recomendado que exista uma folga de 350 mm a 500 mm, para as terças externas, e de 150 mm a 200 mm, para as centrais. Estas condições foram explicitadas por meio das equações (14) a (17).

$$a_{terças} \approx 2.000 \text{ mm} \quad (14)$$

$$f_2 \in [350 \text{ mm}: 500 \text{ mm}] \quad (15)$$

$$f_3 \in [150 \text{ mm}: 200 \text{ mm}] \quad (16)$$

$$L_{BS} = a_{terças}(n_{terças} - 2) + 2(f_2 + f_3) \quad (17)$$

Onde:

$a_{terças}$: espaçamento entre as terças (mm);

f_2 : folga associada à acomodação das calhas na cobertura (mm);

f_3 : folga associada à acomodação da cumeeira na cobertura (mm);

L_{BS} : comprimento do banzo superior das treliças de cobertura (mm);

$n_{terças}$: número de terças a serem empregadas na cobertura, considerando ambas as águas.

A.3.14 Altura dos pilares (H_{pilar})

A seguir, a fim de distribuir as longarinas ao longo das faces laterais da edificação em estudo, foi necessário determinar a altura dos pilares, dimensão a ser considerada para o posicionamento daqueles elementos. Com este fim, foi empregada a equação (18).

$$H_{pilar} = C_{BI} + f_1 + h_{engast} + h_{comp} \quad (18)$$

Onde:

H_{pilar} : altura dos pilares (mm).

A.3.15 Posicionamento das longarinas

Finalmente, foi concebida a disposição dos elementos de fechamento lateral. Nas condições de projeto foi prevista uma parede composta por alvenaria de blocos de concreto, de 2.200 mm de altura, na região inferior dos pilares. Além disso, o projeto inclui um fechamento com brises, de 2.000 mm de altura, na altura da face superior do console.

Desenhados estes componentes, foi analisada a possibilidade de distanciar as longarinas com base nas recomendações práticas, ou seja, com espaçamentos de aproximadamente 2 metros. Além disso, foi necessário deixar uma folga para a colocação de uma calha de ligação. Para tal, o intervalo recomendado consiste em folgas de 100 mm a 150 mm.

Os procedimentos descritos foram ilustrados por meio das equações (19) a (21).

$$a_{long} \approx 2.000 \text{ mm} \quad (19)$$

$$f_4 \in [100 \text{ mm}; 150 \text{ mm}] \quad (20)$$

$$H_{pilar} = 2.200 + a_{long}(n_{long/face} - 1) + 2.000 + f_4 \quad (21)$$

Onde:

a_{long} : espaçamento entre as longarinas (mm);

f_4 : folga associada à acomodação de uma calha de ligação (mm);

$n_{long/face}$: número de longarinas a serem empregadas por face lateral da edificação.

A.3.16 Dimensões da seção transversal

De posse dos equacionamentos e raciocínios apresentados nos tópicos A.3.1 a A.3.15 do presente documento, foi possível obter os resultados que constam na Tabela 3.

Tabela 3: Dimensões adotadas para o galpão industrial.

Parâmetro	Valor (mm)	Parâmetro	Valor (mm)
C_{TT}	8.100	$i_{telhado}$	5,08
f_1	200	i_{diag}	40° - 51°
C_{B1}	9.800	$a_{terças}$	1.700
h_{pilar}	500	f_2	350
h_{engast}	1.100	f_3	189
h_{comp}	400	$n_{terças}$	10
h_{trilho}	120	L_{BS}	14.678
h_{VR}	750	H_{pilar}	11.300
C_{SC}	7.230	a_{long}	1.750
h_{cons}	500	f_4	100
$L_{treliça}$	14.620	$n_{long/face}$	6
$h_{treliça}$	1.750		

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.3.17 Desenho da seção transversal

De posse das dimensões de interesse, foi possível desenhar a o pórtico transversal típico concebido ao longo do tópico A.3 do presente documento. A seção transversal inicialmente considerada para a edificação consta no Apêndice A.1.

A.4 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

De posse dos dados iniciais do projeto e da concepção da estrutura em estudo, foi realizado o dimensionamento das terças. Para tal, foram empregados os procedimentos de cálculo e os raciocínios descritos a seguir.

A.4.1 Cálculo das ações atuantes

Em primeiro lugar, para determinar os parâmetros de resistência e de estabilidade a serem atendidos pelas terças, foi necessário avaliar a intensidade dos carregamentos atuantes nas mesmas. Para tal, foram calculadas as parcelas de carregamento associadas às ações permanentes e ações variáveis, conforme apresentado a seguir. Os resultados obtidos foram dispostos no tópico A.4.3. do presente documento.

A.4.1.1 Ação permanente

A fim de estimar as ações permanentes atuantes na estrutura, foram considerados valores médios observados na prática para os carregamentos permanentes presentes em edificações industriais de pequeno porte. Com este fim, foram considerados os valores a seguir.

- $g_{ter+cl} = 0,075 \text{ kN/m}^2$, sendo a parcela estimada de carregamento associada ao peso próprio das terças e do sistema de contenção lateral apoiado nestas;
- $g_{telhas} = 0,12 \text{ kN/m}^2$, sendo a parcela estimada de carregamento associada ao peso próprio das telhas termoacústicas tipo sanduiche presentes na cobertura.

De posse destes carregamentos, foram calculadas as parcelas de carregamento linearmente distribuído associadas a estes, através das equações (22) a (24).

$$p_{g,ter+cl} = g_{ter+cl} a_{terças} \quad (22)$$

$$p_{g,telhas} = g_{telhas} a_{terças} \quad (23)$$

$$p_{g,terças} = p_{g,ter+cl} + p_{g,telhas} \quad (24)$$

Onde:

$p_{g,ter+cl}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio das terças e da contenção lateral destas (kN/m);

g_{ter+cl} : carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio das terças e da contenção lateral destas (kN/m²);

$p_{g,telhas}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio das telhas termoacústicas (kN/m);

g_{telhas} : carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio das telhas termoacústicas (kN/m²);

$p_{g,terças}$: carregamento permanente linearmente distribuído atuante nas terças (kN/m).

A.4.1.2 Ação de sobrecarga

Tendo avaliado a ação permanente, foram avaliadas as ações variáveis atuantes na estrutura de cobertura. Assim, foram consultadas as normas brasileiras ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6120:2019, respectivamente, a fim de definir as ações de sobrecarga a serem consideradas no dimensionamento. Desta forma, foram obtidos os valores listados a seguir.

- $q_{sobre} = 0,25 \text{ kN/m}^2$, sendo esta a parcela associada à sobrecarga característica mínima da cobertura, conforme definido pelo tópico B.5 da ABNT NBR 8800:2008;
- $F_{sobre} = 1 \text{ kN}$, sendo esta a parcela associada a atividades de inspeção ou manutenção, conforme descrito na Tabela 10 da ABNT NBR 6120:2019. Cabe destacar que não foi necessário acumular seu valor com outras ações variáveis, segundo o tópico 8.2 da ABNT NBR 8800:2008.

De posse do primeiro valor, foi possível determinar o carregamento linearmente distribuído associado à ação da sobrecarga, empregando a equação (25).

$$p_{q,sobre} = q_{sobre} a_{terças} \quad (25)$$

Onde:

$p_{q,sobre}$: carregamento variável linearmente distribuído associado à sobrecarga característica mínima da cobertura (kN/m);

q_{sobre} : carregamento variável distribuído associado à sobrecarga característica mínima da cobertura (kN/m²).

A.4.1.3 Ação decorrente do vento

A.4.1.3.1 Cálculo dos carregamentos distribuídos

Na sequência, foi consultada a norma brasileira ABNT NBR 6123:1988, a fim de determinar os carregamentos variáveis atuantes na estrutura associados à ação do vento. Os parâmetros de cálculo empregados foram apresentados a seguir.

- Considerando que a obra encontra-se em São Carlos - SP, a velocidade básica do vento foi adotada igual a $V_0 = 40 \text{ m/s}$, com base na Figura 1 da norma;
- Considerando terreno plano ou fracamente acidentado, o fator topográfico foi adotado igual a $S_1 = 1,0$, conforme descrito no tópico 5.2 do documento;
- Considerando terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona industrial, a situação de projeto foi enquadrada na Categoria IV, através da consulta do item 5.3.1 da norma.
- Considerando edificação industrial com baixo teor de ocupação, o fator estatístico foi adotado igual a $S_3 = 1,0$, segundo as orientações dispostas no item 5.4 do documento.

Por outro lado, foi necessário determinar a classe e o fator S_2 para cada direção do vento atuante na estrutura. Para tal foram consultados os tópicos 5.3.2 e 5.3.3 da ABNT NBR 6123:1988.

Assim, considerando vento a 0° , cuja maior dimensão de incidência é a largura do edifício, igual a 15,12 m e, portanto, inferior a 20 m, a situação de projeto foi enquadrada na Classe A. Desta forma, para Categoria IV e Classe A, segundo a Tabela 1 da norma, os parâmetros de cálculo de S_2 para o vento a 0° foram iguais a $F_r = 1,0$, $b = 0,86$ e $p = 0,12$.

Desta forma, empregando a equação (26), foi determinado o coeficiente de interesse, com base nos parâmetros listados acima.

$$S_{2,i} = F_{r,i} b_i \left(\frac{z}{10} \right)^{p_i} \quad (26)$$

Onde:

$S_{2,i}$: fator associado à rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno na direção i ;

$F_{r,i}, b_i, p_i$: fatores de cálculo da Tabela 1 da ABNT NBR 6123:1988 na direção i ;

z : altura da edificação em estudo (m).

Repetindo estes procedimentos para o vento a 90° , cuja maior direção de incidência é o comprimento do edifício, igual a $nL = 5.7,5 = 37,5 \text{ m}$ e, portanto, maior que 20 m mas inferior a 50 m, a situação de projeto foi enquadrada na Classe B. Desta forma, para Categoria IV e Classe B, segundo a Tabela 1 da norma, os parâmetros de cálculo de S_2 para o presente caso foram $F_r = 0,98, b = 0,85$ e $p = 0,125$. Novamente, foi obtido o fator de interesse por meio da equação (26).

De posse destes parâmetros, foi possível calcular os carregamentos associados à ação do vento na estrutura. Para tal, foi necessário determinar a velocidade característica do vento para cada direção deste, de acordo com o tópico 4.2.b da norma ABNT NBR 6123:1988, empregando a equação (27).

$$V_{k,i} = V_0 S_1 S_{2,i} S_3 \quad (27)$$

Onde:

$V_{k,i}$: velocidade característica do vento na direção i (m/s);

V_0 : velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : fator topográfico de cálculo;

S_3 : fator estatístico de cálculo.

A seguir, foram determinados os carregamentos variáveis distribuídos associados à ação do vento empregando a equação (28), descrita no tópico 4.2.b da ABNT NBR 6123:1988.

$$q_{v,i} = \frac{0,613}{1000} V_{ki}^2 \quad (28)$$

Onde:

$q_{v,i}$: carregamento variável distribuído associado à ação do vento na direção i (kN/m²).

Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos ao longo do presente tópico foram apresentados por meio da Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetros e resultados obtidos no cálculo da ação do vento

Parâmetro	Vento 0°	Vento 90°
V_0 (m/s)	40	40
S_1	1,0	1,0
S_2	1,0	1,0
z (m)	11,55	11,55
F_r	1,00	0,98
b	0,86	0,85
p	0,12	0,125
S_2	0,875	0,848
V_k (m/s)	35,00	33,93
$q_{v,i}$ (kN/m ²)	0,751	0,706

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.4.1.3.2 Cálculo dos coeficientes de pressão

A seguir, utilizando o *software* acadêmico Ciclone, foram determinados os coeficientes de pressão da estrutura a partir das Figuras 4 a 6. Para tal, foram informadas as dimensões da edificação em estudo, conforme apresentado na Figura 3.

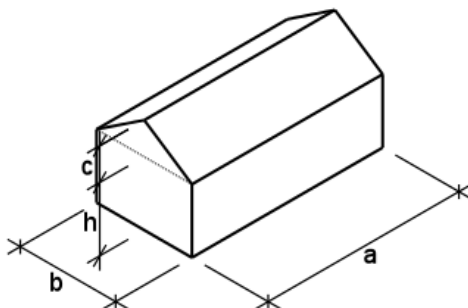
Figura 3: Propriedades geométricas informadas para o *software* Ciclone.

Cálculo de Coeficientes de Pressão

(recomendado para galpões e edificações baixas)

Dados relativos à geometria:

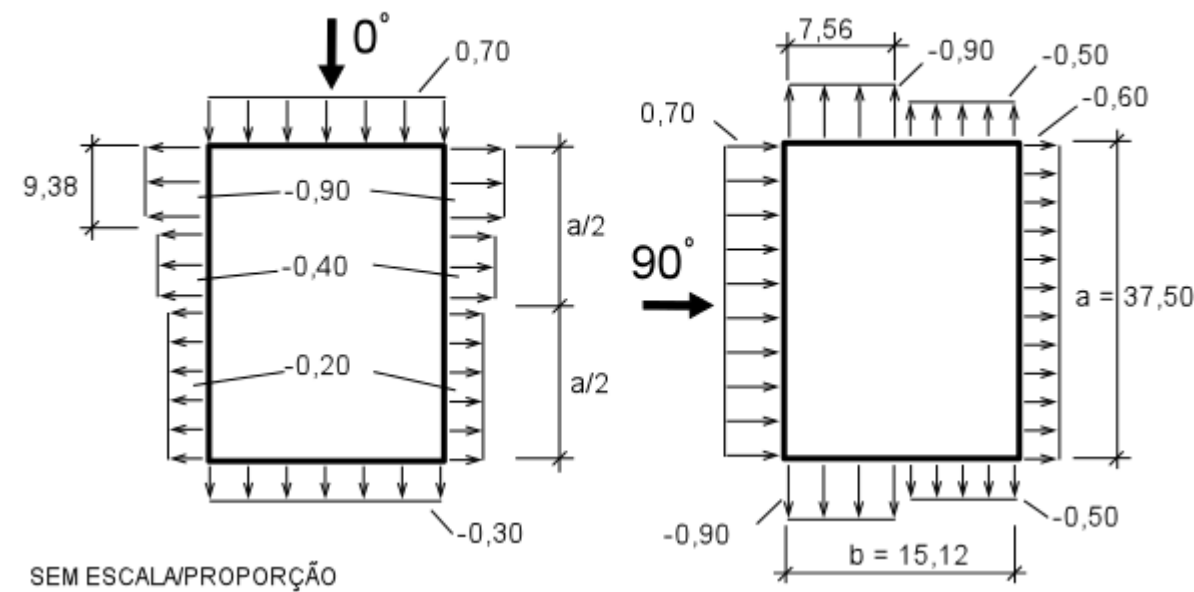
Tipo de cobertura: duas águas
 $a=37,50$ m (maior dimensão em planta)
 $b=15,12$ m (menor dimensão em planta)
 $h=9,80$ m (altura do edifício)
 $c=1,75$ m (altura da cobertura)



Fonte: Gerado por meio do *software* Ciclone.

Figura 4: Coeficientes de pressão externa das paredes da estrutura.

Coeficientes de forma (C_e) das paredes

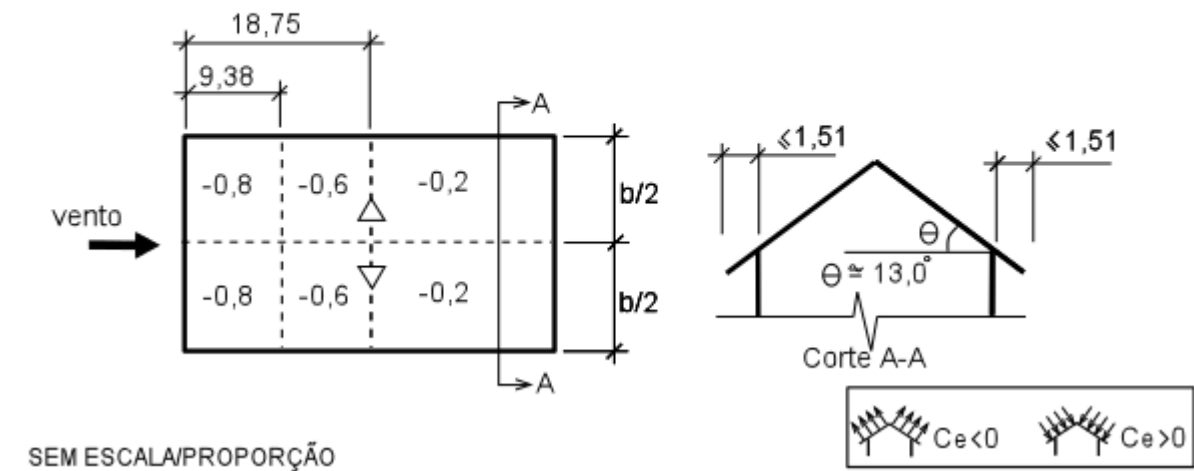


Fonte: Gerado por meio do *software* Ciclone.

Figura 5: Coeficientes de pressão externa da cobertura da estrutura associados ao vento a 0° .

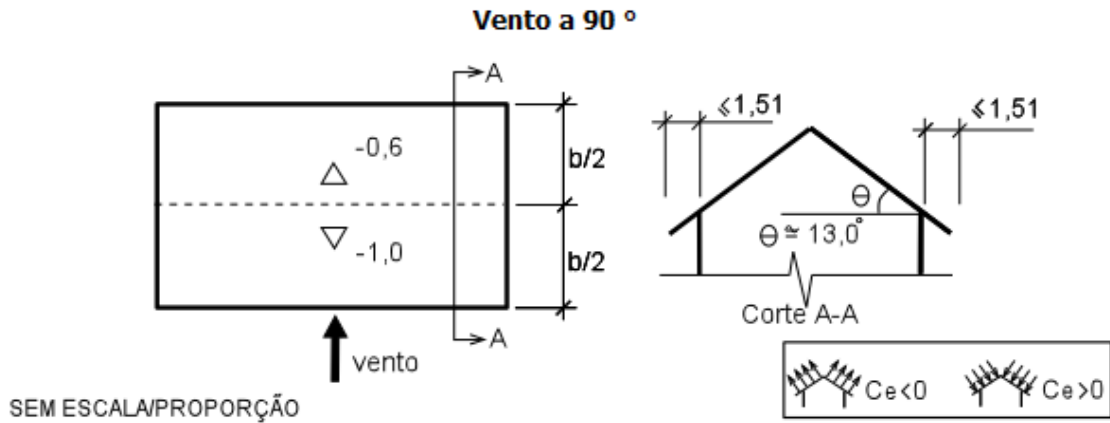
Coeficientes de forma (C_e) da cobertura

Vento a 0°



Fonte: Gerado por meio do *software* Ciclone.

Figura 6: Coeficientes de pressão externa das paredes da estrutura associados ao vento a 90°.



Fonte: Gerado por meio do software Ciclone.

A seguir, foi necessário determinar os coeficientes de pressão interna da estrutura. Para tal, foram analisadas as condições de abertura da mesma. Assim, analisando as hipóteses descritas na norma ABNT NBR 6123:1988, em decorrência da presença dos brises, foi adotada a condição de abertura de 4 faces permeáveis, definida no tópico 6.2.5 da norma brasileira. Desta forma, os valores extremos a serem considerados para os coeficientes foram $C_i^+ = 0$, para a condição de sobrepressão interna máxima, e $C_i^- = -0,3$, para sucção interna máxima.

De posse destes coeficientes, foram obtidos os valores de ΔC_p , através da equação (29). Com estes, foi possível determinar os carregamentos devidos à ação do vento para cada combinação de coeficientes e direções do vento, empregando as equações (30) e (31).

$$\Delta C_{p,ij} = C_{ej} - C_{ii} \quad (29)$$

$$p_{v,terças,i} = q_{v,i} a_{terças} \Delta C_p \quad (30)$$

$$p_{v,long,i} = q_{v,i} a_{long} \Delta C_p \quad (31)$$

Onde:

$\Delta C_{p,ij}$: coeficiente de pressão associado à superfície j e ao vento na direção i ;

C_{ej} : coeficiente de pressão externa ou de forma associado à superfície j ;

C_{ii} : coeficiente de pressão interna associado ao vento na direção i ;

$p_{v,terças,i}$: carregamento variável linearmente distribuído atuante nas terças associado à ação do vento na direção i (kN/m);

$p_{v,long,i}$: carregamento variável linearmente distribuído atuante nas longarinas associado à ação do vento na direção i (kN/m).

Os resultados obtidos foram constam nas Figuras 7 a 10.

Figura 7: Cálculo do carregamento p_{vk} considerando C_{pi}^- e vento a 0° .

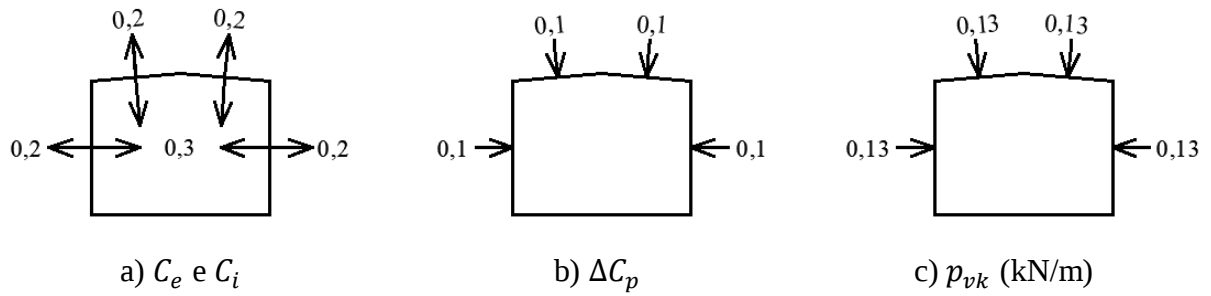


Figura 8: Cálculo do carregamento p_{vk} considerando C_{pi}^+ e vento a 0° .

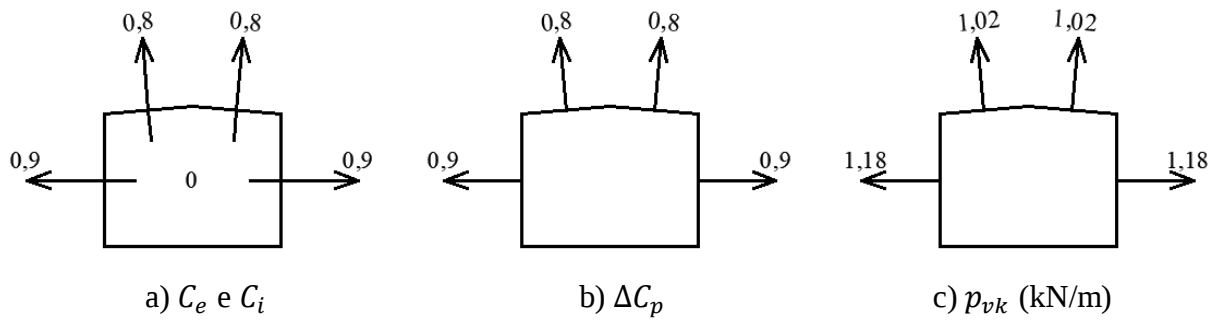


Figura 9: Cálculo do carregamento p_{vk} considerando C_{pi}^- e vento a 90° .

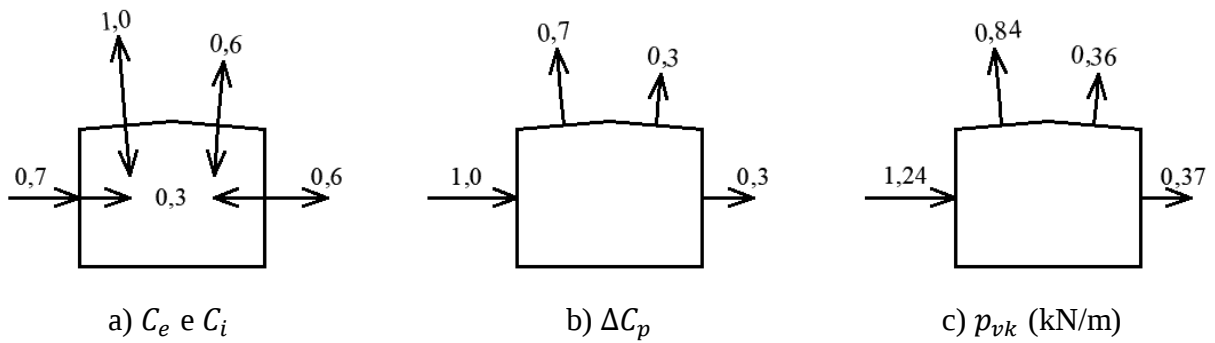
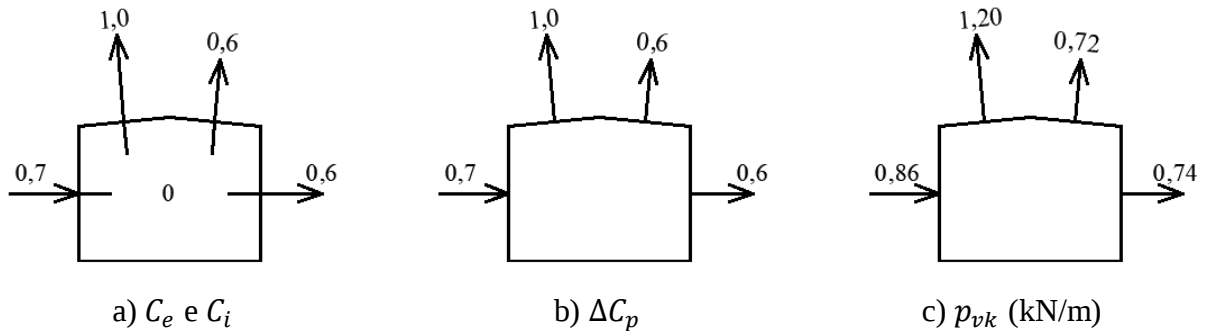


Figura 10: Cálculo do carregamento p_{vk} considerando C_{pi}^+ e vento a 90° .



Fonte: Elaboradas pelo autor.

Assim, analisando os valores apresentados de p_{vk} , foi observado que os carregamentos linearmente distribuídos de sobrepressão foram suficientemente baixos. Desta forma, foram

apenas considerados os carregamentos extremos de sucção, de modo que $p_{v,terças} = 1,20 \text{ kN/m}$ e $p_{v,long} = 1,18 \text{ kN/m}$.

A.4.2 Carregamentos atuantes nas terças

De posse dos procedimentos e raciocínios apresentados no tópico A.4.1, foram calculados os carregamentos linearmente distribuídos nas terças. Os parâmetros de cálculo e os resultados gerados, em conjunto com outros carregamentos a serem considerados no dimensionamento, constam na Tabela 5.

Tabela 5: Carregamentos atuantes nas terças.

Parâmetros	Valor
$g_{terc+cl}$ (kN/m ²)	0,075
$a_{terças}$ (m)	1,70
$p_{g,terc+ct}$ (kN/m)	0,128
g_{telhas} (kN/m ²)	0,120
$p_{g,telhas}$ (kN/m)	0,204
$p_{g,terças}$ (kN/m)	0,332
q_{sobre} (kN/m ²)	0,250
$p_{q,sobre}$ (kN/m)	0,425
F (kN)	1,00
$p_{v,terças}$ (kN/m)	1,20

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.4.3 Verificação do Estado Limite de Serviço - Deslocamentos

A seguir, a fim de dimensionar as terças, foi verificado o ELS – Deslocamentos para estes elementos. Para tal, foi adotado um perfil inicial para a realização das verificações. O escolhido foi o perfil laminado $U 152 \times 12,20 \text{ kg/m}$ em aço ASTM A36, com $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$. As propriedades deste e de outros semelhantes foram apresentadas por meio da Tabela 6.

Tabela 6: Propriedades geométricas dos perfis U considerados para as terças.

Bitola	Massa Linear	Alma		Mesa		Área	Eixo X			Eixo Y		
Pol	M kg/m	d mm	t_w mm	b_f mm	t_f mm	A_g cm ²	I_x cm ⁴	W_x cm ³	r_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	r_y cm
3	6,10	76,20	4,32	35,81	6,93	7,78	68,90	18,10	2,98	8,20	3,32	1,03
	7,44		6,55	38,05	6,93	9,48	77,20	20,30	2,85	10,30	3,82	1,04
4	8,04	101,60	4,67	40,23	7,52	10,10	159,50	31,40	3,97	13,10	4,61	1,14
	9,30		6,27	41,83	7,52	11,90	174,40	34,30	3,84	15,50	5,10	1,14
5	12,20	152,40	5,08	48,77	8,71	15,50	546,00	71,70	5,94	28,80	8,16	1,36
	15,62		7,98	51,66	8,71	19,90	632,00	82,90	5,63	36,00	9,24	1,34

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes dados, foi consultada a seção de terças de cobertura da Tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008, a partir da qual foram realizadas as verificações apresentadas a seguir.

A.4.3.1 Permanente + Sobrecarga (C_1)

Em primeiro lugar, foi verificado o deslocamento vertical associado à combinação rara de serviço composta pela ação permanente e pelas ações variáveis de mesmo sentido daquela, ou seja, unicamente a ação da sobrecarga, conforme descrito na tabela supracitada e apresentado por meio da equação (32). A combinação considerada foi chamada de C_1 . Com este fim, foram empregadas as equações (33) a (37).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (32)$$

Onde:

F_{ser} : ação rara de serviço, atuante durante no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura;

$F_{Gi,k}$: ações permanentes, com seus valores característicos;

$F_{Q1,k}$: ação variável principal, com seu valor característico;

$\psi_{1j} F_{Qj,k}$: demais ações variáveis, com seus valores frequentes.

$$v_g = \frac{5p_{g,terças}L^4}{384EI_x} \quad (33)$$

$$v_{q,sobre} = \frac{5p_{q,sobre}L^4}{384EI_x} \quad (34)$$

$$v_{F,sobre} = \frac{FL^3}{42EI_x} \quad (35)$$

$$v_{lim,C1} = \frac{L}{180} \quad (36)$$

$$v_{total,C1} = \text{máximo}\{v_g + v_{q,sobre}; v_g + v_{F,sobre}\} \leq v_{lim,C1} \quad (37)$$

Onde:

$v_{lim,C1}$: deslocamento vertical limite das terças referente às combinações raras de serviço utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente (cm);

v_g : deslocamento vertical das terças referente aos à ação permanente (cm);

E : módulo de elasticidade do aço, igual a 20.000 kN/cm² segundo o tópico 4.5.2.9 da ABNT NBR 8800:2008;

I_x : momento de inercia da seção transversal em torno do eixo X (cm⁴);

$v_{q,sobre}$: deslocamento vertical das terças associado à ação da sobrecarga distribuída (cm);

$v_{f,sobre}$: deslocamento vertical das terças associado à ação da sobrecarga concentrada (cm);

$v_{total,C1}$: deslocamento vertical máximo das terças associado à combinação de ação permanente e ação da sobrecarga (cm).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 7.

Tabela 7: Verificação do ELS – Deslocamentos associado à combinação C_1 .

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20.000
I_x (cm ⁴)	546
L (cm)	750
$p_{g,terças}$ (kN/m)	0,332
v_g (cm)	1,251
$p_{q,sobre}$ (kN/m)	0,425
v_q (cm)	1,603
F (kN)	1,00
v_F (cm)	0,920
$v_{total,C1}$ (cm)	2,854
$v_{lim,C1}$ (cm)	4,167

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir dos resultados obtidos, foi possível verificar o atendimento do perfil adotado à condição analisada.

A.4.3.2 Apenas vento de sucção (C_2)

De forma semelhante ao realizado no item A.4.3.1 deste documento, foi verificado o deslocamento vertical associado à combinação rara de serviço composta pelas ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente, ou seja, do vento de sucção, conforme descrito na tabela supracitada. Esta condição de carregamento foi denominada como C_2 .

Para tal, foram empregadas as equações (38) a (40).

$$v_v = \frac{5p_{v,terças}L^4}{384EI_x} \quad (38)$$

$$v_{lim,C2} = \frac{L}{120} \quad (39)$$

$$v_{total,C2} = v_v \leq v_{lim,C2} \quad (40)$$

Onde:

$v_{lim,C2}$: deslocamento vertical limite das terças associado às ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (cm);

$v_{total,C2}$: deslocamento vertical máximo das terças associado à ação do vento de sucção (cm);

v_v : deslocamento vertical das terças associado à ação do vento de sucção (cm).

Os parâmetros de cálculo e os resultados de interesse constam na Tabela 8.

Tabela 8: Verificação do ELS – Deslocamentos associado à combinação C_2 .

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20.000
I_x (cm ⁴)	546
L (cm)	750
$p_{v,terças}$ (kN/m)	1,20
v_v (cm)	4,525
$v_{total,C2}$ (cm)	4,525
$v_{lim,C2}$ (cm)	6,250

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, com base nestes resultados, foi verificado o atendimento do perfil adotado à condição em estudo.

A.4.4 Verificação dos Estados Limites Últimos

Tendo verificado o ELS – Deslocamentos, o perfil adotado foi verificado com base no ELU. Para tal, foi consultado o tópico 4.7.6 da ABNT NBR 8800:2008, a fim de obter os coeficientes de ponderação a serem utilizados nos cálculos associados à verificação dos ELU para as terças da edificação em estudo. Assim, por meio das Tabelas 1 e 2 da norma, foram obtidos os parâmetros listados na sequência. Cabe destacar que, no presente caso, como o sentido das ações variáveis consideradas no dimensionamento foi oposto, não foi necessário combinar diversas ações variáveis nas verificações a seguir.

- $\gamma_g = 1,25$ ou $\gamma_g = 1,00$, considerando o peso próprio da estrutura metálica;
- $\gamma_q = 1,5$, considerando demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação;
- $\gamma_v = 1,4$, considerando a ação do vento.

Na sequência, foram determinados os esforços resistentes e solicitantes máximos nas terças, conforme descrito a seguir.

A.4.4.1 Momento fletor resistente positivo

A fim de avaliar o momento fletor resistente positivo, foi necessário consultar o Anexo G da norma ABNT NBR 8800:2008. A partir deste, foram determinados os ELU a serem verificados para a seção em estudo, correspondentes aos ELU de Flambagem Local da Mesa comprimida (FLM), Flambagem Local da Alma (FLA) e Flambagem Lateral com Torção (FLT).

Estes foram verificados a partir das orientações dispostas na Tabela G.1 da norma supracitada para seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. O equacionamento empregado e os resultados obtidos para cada ELU constam na sequência.

A.4.4.1.1 FLM

Para verificar o ELU de FLM, foram calculados os parâmetros de esbeltez para a seção estudada, empregando as equações (41) a (44).

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} \quad (41)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (42)$$

$$\sigma_r = 0,30 f_y \quad (43)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} \quad (44)$$

Onde:

λ : parâmetro de esbeltez da seção;

b_f : largura da mesa da seção (mm);

t_f : espessura da mesa da seção (mm);

λ_p : parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;

f_y : resistência ao escoamento do aço empregado, igual a 25 kN/cm² considerando aço ASTM A36;

σ_r : tensão residual de compressão nas mesas da seção (kN/cm²);

λ_r : parâmetro de esbeltez limite para seções semi-compactas.

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 9.

Tabela 9: Cálculo dos λ associados ao ELU FLM para as terças.

Parâmetro	Valor
b_f (mm)	48,77
t_f (mm)	8,71
λ	5,60
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25
λ_p	10,75
σ_r (kN/cm ²)	7,5
λ_r	28,06

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nos resultados obtidos, foi possível concluir que $\lambda < \lambda_p$. Desta forma, consultando os tópicos G.2.2 e G.3 da norma brasileira, foi calculado o valor do momento fletor resistente positivo associado ao FLM por meio das equações (45) a (48).

$$h = d - 2t_f \quad (45)$$

$$Z = 2 \left[\frac{\left(\frac{h}{2}\right)^2 t_w}{2} + b_f t_f \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2}\right) \right] 10^{-6} \quad (46)$$

$$M_{pl} = Z f_y \quad (47)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (48)$$

Onde:

h : altura da alma da seção (mm);

d : altura externa da seção (mm);

Z : módulo de resistência plástico da seção (cm³);

M_{pl} : momento fletor de plastificação da seção (kN.cm);

M_{Rd} : momento fletor resistente de cálculo (kN.cm);

γ_{a1} : coeficiente de ponderação da resistência do aço estrutural no ELU, associado ao escoamento, flambagem e instabilidade. Segundo a Tabela 3 da ABNT NBR 8800:2008, igual a 1,10 para combinações normais de ações.

Os parâmetros apresentados e os resultados de cálculo foram dispostos na Tabela 10.

Tabela 10: Cálculo do M_{Rd} associado ao ELU FLM para as terças.

Parâmetro	Valor
d (mm)	152,4
t_f (mm)	8,71
h (mm)	134,98
Z (cm ³)	84,268
M_{pl} (kNcm)	2106,69
γ_{a1}	1,1
M_{Rd} (kNcm)	1915,17

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.4.4.1.2 FLA

A seguir, a fim de verificar o ELU de FLA, foram calculados os parâmetros de esbeltez para a seção estudada, empregando as equações (49) a (51).

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (49)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (50)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (51)$$

Onde:

t_w : espessura da alma da seção (mm).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram apresentados por meio da Tabela 11.

Tabela 11: Cálculo dos λ associados ao ELU FLA para as terças.

Parâmetro	Valor
h (mm)	134,98
t_w (mm)	5,01
λ	26,57
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25
λ_p	106,35
λ_r	161,22

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nos resultados obtidos, foi possível concluir que $\lambda < \lambda_p$. Assim, o procedimento de cálculo e momento fletor resistente positivo da verificação foram iguais aos apresentados no tópico A.4.4.1.1.

A.4.4.1.3 FLT

No caso do presente projeto, em decorrência do emprego de telhas parafusadas nas terças, admitiu-se contenção lateral continua destes elementos. Desta forma, a verificação do ELU FLT foi dispensada neste caso.

A.4.4.1.4 Cálculo do momento fletor resistente positivo

De posse dos resultados dos tópicos A.4.5.1.1 a A.4.5.1.3, foi adotado como momento fletor resistente positivo o menor dos valores obtidos nas verificações de ELU FLA, FLM e FLT, conforme evidenciado pela equação (52).

$$M_{Rd} = \text{mínimo}\{M_{Rd,FLA}; M_{Rd,FLM}; M_{Rd,FLT}\} \quad (52)$$

Desta forma, foi determinado que $M_{Rd}^+ = 1.915,17$ kN. cm.

A.4.4.2 Momento fletor resistente negativo

A seguir, foi necessário avaliar o momento fletor resistente negativo da seção em estudo. Para tal, os cálculos referentes às verificações de FLM e FLA foram iguais às explicitadas

anteriormente nos tópicos A.4.5.1.1 e A.4.5.1.2. Desta forma, foi necessário apenas verificar o ELU associado à FLT.

A.4.4.2.1 FLT

Com a finalidade de verificar o ELU de FLT, foi necessário adotar um esquema de contenção lateral para as terças do galpão em estudo. Assim, foi adotada contenção lateral nos terços do elemento, de modo que o comprimento destravado $L_b = L/3$.

De posse desse valor, foram calculados os parâmetros de esbeltez para a seção estudada, empregando as equações (53) a (61).

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (53)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (54)$$

$$M_r = W_x(f_y - \sigma_r) \quad (55)$$

$$J = \frac{2b_f t_f^3 + d t_w^3}{3} \quad (56)$$

$$\alpha = b_f - 0,5 t_w \quad (57)$$

$$\beta = d - t_f \quad (58)$$

$$C_w = \left(\frac{t_f \alpha^3 \beta^2}{12} \right) \left(\frac{3 \alpha t_f + 2 \beta t_w}{6 \alpha t_f + \beta t_w} \right) \quad (59)$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{E J} \quad (60)$$

$$\lambda_r = \left(\frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (61)$$

Onde:

L_b : comprimento destravado do elemento (mm);

r_y : raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inercia perpendicular ao eixo de flexão (mm);

M_r : momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluído a influência das tensões residuais em alguns casos (kN.cm);

W_x : módulo de resistência da seção relativo ao eixo X (cm³);

J : constante de torção da seção transversal (cm⁴);

α, β : parâmetros para a simplificação de equações;

C_w : constante de empenamento da seção transversal (cm^6);

β_1 : coeficiente associado à torção da seção transversal;

I_y : momento de inercia da seção em relação ao eixo Y (cm^4).

Assim, foram empregados os parâmetros de cálculo e obtidos os resultados dispostos na Tabela 12.

Tabela 12: Cálculo dos λ associados ao ELU FLT para as terças.

Parâmetro	Valor
L_b (cm)	250
r_y (cm)	1,36
λ	183,82
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25
λ_p	49,78
W_x (cm ³)	71,70
σ_r (kN/cm ²)	7,5
M_r (kN.cm)	1254,75
b_f (mm)	48,8
t_f (mm)	8,7
d (mm)	152,4
t_w (mm)	5,1
J (cm ⁴)	2,82
$b_f - 0,5t_w$	46,25
$d - t_f$	143,7
C_w (cm ⁶)	1.257,91
β_1	0,022
I_y (cm ⁴)	28,8
λ_r	218,93

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nesta tabela, foi constatado que $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$. Desta forma, o valor do momento fletor resistente negativo associado ao ELU FLT foi dado pela equação (62).

$$M_{Rd} = \left(\frac{c_b}{\gamma_{a1}} \right) \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \quad (62)$$

Onde:

C_b : fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme. Considerando um caso simplificado e a favor da segurança, foi adotado igual a 1,0.

Os parâmetros envolvidos e o resultado obtido constam na Tabela 13.

Tabela 13: Cálculo do M_{Rd} associado ao ELU FLT para as terças.

Parâmetro	Valor
C_b	1
γ_{a1}	1,1
M_{pl} (kN.cm)	2106,69
M_r (kN.cm)	1254,75
λ	183,82
λ_p	49,78
λ_r	218,93
M_{Rd} (kN.cm)	1301,43

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.4.4.2.2 Cálculo do momento fletor resistente negativo

De forma análoga ao apresentado em A.4.5.1.4, foi empregada a equação (52) para determinar o momento fletor resistente negativo da seção adotada. Assim, foi obtido um valor de $M_{Rd}^- = 1.301,43 \text{ kN.cm}$.

A.4.4.3 Momento fletor solicitante positivo

De posse dos momentos fletores resistentes de cálculo, foi necessário calcular os momentos fletores solicitantes positivos de cálculo, a fim de verificar o atendimento do perfil adotado. As expressões empregadas foram apresentadas a seguir. Cabe destacar que, por motivo das ações consideradas decorrerem do uso previsto para a edificação, foi considerada a combinação última normal, descrita através da equação (63).

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (63)$$

Onde:

F_d : ação última normal, decorrente do uso previsto para a edificação;

$\gamma_{gi} F_{Gi,k}$: ações permanentes, com seus valores ponderados;

$\gamma_{q1} F_{Q1,k}$: ação variável principal, com seu valor ponderado;

$\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}$: demais ações variáveis, com seus valores ponderados de combinação.

A.4.4.3.1 Permanente + Sobrecarga distribuída (C_1)

Para a combinação de carregamento composta por ação permanente majorada e sobrecarga distribuída como ação variável, o momento fletor solicitante positivo foi dado pela equação (64).

$$M_{Sd,C1} = \gamma_g^+ \frac{p_{g,terças} L^2}{8} + \gamma_q \frac{p_{q,sobre} L^2}{8} \quad (64)$$

Onde:

$M_{Sd,C1}$: momento fletor solicitante positivo de cálculo referente à ação permanente majorada e à ação da sobrecarga distribuída na cobertura (kN.cm);

γ_g^+ : coeficiente de ponderação das ações permanentes majoradas, disposto no item 4.5;

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis, apresentado no item 4.5.

A.4.4.3.2 Permanente + Sobrecarga concentrada (C_2)

Para a combinação de carregamento composta por ação permanente majorada e sobrecarga concentrada como ação variável, o momento fletor solicitante positivo foi calculado por meio da equação (65).

$$M_{Sd,C2} = \gamma_g^+ \frac{p_{g,terças} L^2}{8} + \frac{FL}{4} \quad (65)$$

Onde:

$M_{Sd,C2}$: momento fletor solicitante positivo de cálculo referente à ação permanente majorada e à ação da sobrecarga concentrada aplicada na cobertura (kN.cm).

A.4.4.3.3 Cálculo do momento fletor solicitante positivo

Os parâmetros envolvidos e os momentos fletores solicitantes positivos obtidos constam na Tabela 14. Dentre os valores calculados, foi selecionado o de maior módulo para a verificação do perfil adotado.

Tabela 14: Cálculo do M_{sd}^+ para as terças.

Parâmetro	Valor
γ_g^+	1,25
γ_q	1,5
$p_{g,terças}$ (kN/m)	0,332
$p_{q,sobre}$ (kN/cm)	0,425
F (kN)	1,00
L (cm)	750
M_{sdC1} (kNcm)	739,60
M_{sdC2} (kNcm)	478,86
M_{sd}^+ (kNcm)	739,60

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.4.4.4 Momento fletor solicitante negativo

Além disso, para verificar o perfil adotado foi necessário calcular os momentos fletores solicitantes negativos de cálculo, empregando os procedimentos apresentados a seguir.

A.4.4.4.1 Permanente + Vento de sucção (C_3)

No presente projeto, a única combinação de carregamento associada a momento negativo foi composta por ação permanente minorada e ação do vento como ação variável. Desta forma, o momento fletor solicitante negativo foi calculado por meio da equação (66).

$$M_{sd,C3} = \gamma_g^- \frac{p_{g,terças} L^2}{8} - \gamma_v \frac{p_{v,terças} L^2}{8} \quad (66)$$

Onde:

$M_{sd,C3}$: momento fletor solicitante negativo de cálculo referente à ação permanente minorada e à ação do vento aplicada na cobertura (kN.cm);

γ_g^- : coeficiente de ponderação das ações permanentes minoradas, disposto no item 4.5;

γ_v : coeficiente de ponderação das ações associadas ao vento, apresentado no item 4.5.

As variáveis empregadas e o resultado obtido constam na Tabela 15.

Tabela 15: Cálculo do M_{Sd}^- para as terças.

Parâmetro	Valor
y_g^-	1,00
y_v	1,40
$p_{g,terças}$ (kN/cm)	0,332
$p_{v,terças}$ (kN/cm)	1,200
L (cm)	750
M_{SdC3} (kN.cm)	947,58
M_{Sd}^- (kN.cm)	947,58

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.4.4.5 Verificação dos momentos fletores

De posse dos momentos fletores resistentes e solicitantes das terças, foi possível fazer a verificação à flexão do perfil adotado. No presente caso, como a cobertura foi concebida com uma inclinação $i_{telhado} = 5,08^\circ < 15^\circ$, ou seja, relativamente pequena, foi dispensada a solicitação por flexão oblíqua do perfil, de modo que a verificação foi realizada por meio da equação (67).

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (67)$$

Desta forma, como $M_{Sd}^+ = 739,60 \text{ kN.cm} < M_{Rd}^+ = 1.915,17 \text{ kN.cm}$ e $M_{Sd}^- = 947,58 \text{ kN.cm} < M_{Rd}^- = 1.301,43 \text{ kN.cm}$, foi verificado o perfil adotado para as terças quanto à flexão.

A.4.4.6 Verificação das forças cortantes

Outra verificação a ser realizada para as terças da estrutura foi a referente às forças cortantes atuantes nestes elementos. Para tal, considerando que a relação vão vencido/altura das terças foi relativamente alta, correspondendo a $\frac{L}{d} = \frac{750}{15,24} = 49,2$, esta verificação foi dispensada, com base na experiência prática. Assim, constatou-se o atendimento do perfil adotado às condições de carregamento presentes nas terças.

A.5 DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS

Tendo dimensionado e verificado as terças, foi realizado o dimensionamento das longarinas com base nos dados iniciais do projeto e da concepção da estrutura em estudo. Com este fim, foram empregados os procedimentos de cálculo e os critérios descritos na sequência.

A.5.1 Cálculo das ações atuantes

Primeiramente, para determinar os parâmetros de resistência e de estabilidade a serem atendidos pelas longarinas, foi necessário avaliar a intensidade dos carregamentos atuantes nas mesmas. Para tal, foram calculadas as parcelas de carregamento associadas às ações permanentes e ações variáveis, conforme apresentado a seguir. Os resultados obtidos constam no item A.5.2. do presente documento.

A.5.1.1 Ação permanente

De modo semelhante ao descrito em 4.1.1, a fim de estimar as ações permanentes atuantes nas longarinas, foram consultados os valores médios observados na prática. Assim, os valores considerados foram idênticos aos dispostos em 4.1.1.

De posse destes parâmetros, foram calculadas as parcelas de carregamento linearmente distribuído associadas a estes, através das equações (68) a (70).

$$p_{g,long+cl} = g_{ter+cl} a_{long} \quad (68)$$

$$p_{g,telhas} = g_{telhas} a_{long} \quad (69)$$

$$p_{g,long} = p_{g,long+cl} + p_{g,telhas} \quad (70)$$

Onde:

$p_{g,long+cl}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio das longarinas e da contenção lateral destas (kN/m);

$g_{long+cl}$: carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio das longarinas e da contenção lateral destas (kN/m²);

$p_{g,long}$: carregamento permanente linearmente distribuído atuante nas longarinas (kN/m).

A.5.1.2 Ação do vento

Quanto à ação do vento, esta foi avaliada previamente no tópico A.4.1.3 tanto para a cobertura como para as faces laterais.

A.5.2 Carregamentos atuantes nas longarinas

De posse dos procedimentos e raciocínios apresentados no tópico A.5.1, foram calculados os carregamentos linearmente distribuídos nas longarinas. Os parâmetros de cálculo e os resultados constam na Tabela 16.

Tabela 16: Carregamentos atuantes nas longarinas.

Parâmetro	Valor
$g_{long+ct}$ (kN/m)	0,075
a_{long} (m)	1,75
$p_{g,long+ct}$ (kN/m)	0,131
g_{telhas} (kN/m ²)	0,120
$p_{g,telhas}$ (kN/m)	0,210
$p_{g,long}$ (kN/m)	0,341
$p_{v,long}$ (kN/m)	1,18

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.5.3 Verificação do Estado Limite de Serviço – Deslocamentos

Na sequência, a fim de dimensionar as longarinas, foi verificado o ELS – Deslocamentos para estes elementos. Para tal, da mesma forma que no tópico A.4.3, foi adotado um perfil inicial para a realização das verificações. O escolhido foi o perfil laminado $U\ 152 \times 12,20\ kg/m$ em aço ASTM A36, com $f_y = 25\ kN/cm^2$. As propriedades deste e de outros semelhantes foram apresentadas por meio da Tabela 6.

De posse destes dados, foi consultada a seção de travessas de fechamento da Tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008, a partir da qual foram realizadas as verificações dispostas na sequência.

A.5.3.1 Permanente (C_1)

Em primeiro lugar, foi verificado o deslocamento paralelo ao plano do fechamento, conforme descrito na tabela supracitada. Para tal, foi considerada a combinação rara de serviço

composta pela ação permanente, chamada de C_1 . Com este fim, foram empregadas as equações (71) a (73). Cabe destacar que, para o presente caso, foi considerado travamento lateral das longarinas nos terços dos trechos entre pórticos, de modo que o comprimento destravado $l = L/3$.

$$v_g = \frac{5p_{g,long}l^4}{384EI_y} \quad (71)$$

$$v_{lim,C1} = \frac{l}{180} \quad (72)$$

$$v_{total,C1} = v_g \leq v_{lim,C1} \quad (73)$$

Onde:

$v_{lim,C1}$: deslocamento vertical máximo das longarinas referente ao deslocamento paralelo ao plano de fechamento (cm);

$v_{total,C1}$: deslocamento vertical das longarinas referente aos carregamentos permanentes atuantes (cm).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 17.

Tabela 17: Verificação do ELS – Deslocamentos associado à combinação C_1 .

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20.000
I_y (cm ⁴)	28,8
l (cm)	250
$p_{g,long}$ (kN/m)	0,341
v_g (cm)	0,160
$v_{total,C1}$ (cm)	0,160
$v_{lim,C1}$ (cm)	1,389

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir dos resultados obtidos, foi possível verificar o atendimento do perfil adotado à condição analisada.

A.5.3.2 Apenas vento de sucção (C_2)

De forma semelhante ao realizado no item A.5.3.1 deste documento, foi verificado o deslocamento perpendicular ao plano de fechamento, considerando apenas o vento de sucção no fechamento, conforme descrito na tabela supracitada. Esta condição de carregamento foi denominada como C_2 . Para tal, foram empregadas as equações (74) a (76).

$$v_v = \frac{5p_{v,terças}L^4}{384EI_x} \quad (74)$$

$$v_{lim,C2} = \frac{L}{120} \quad (75)$$

$$v_{total,C2} = v_v \leq v_{lim,C2} \quad (76)$$

Onde:

$v_{lim,C2}$: deslocamento limite das longarinas perpendicular ao plano de fechamento destas (cm);

$v_{total,C2}$: deslocamento máximo associado à ação de vento de sucção no fechamento (cm);

v_v : deslocamento das longarinas associado à ação do vento de sucção no fechamento (cm).

Os parâmetros de cálculo e os resultados de interesse constam na Tabela 18.

Tabela 18: Verificação do ELS – Deslocamentos associado à combinação C_2 .

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20.000
I_x (cm ⁴)	546
L (cm)	750
$p_{v,long}$ (kN/m)	1,18
v_v (cm)	4,462
$v_{total,C2}$ (cm)	4,462
$v_{lim,C2}$ (cm)	6,250

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, com base nestes resultados, foi verificado o atendimento do perfil adotado à condição em estudo.

A.5.4 Verificação dos Estados Limites Últimos

A fim de avaliar o momento fletor resistente positivo, foi necessário consultar novamente o Anexo G da norma ABNT NBR 8800:2008. A partir deste, foram determinados os ELU a serem verificados para a seção em estudo, correspondentes aos ELU de Flambagem Local da Mesa comprimida (FLM), Flambagem Local da Alma (FLA) e Flambagem Lateral com Torção (FLT).

Estes foram verificados a partir das orientações dispostas na Tabela G.1 da norma supracitada para seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia. O equacionamento empregado e os resultados obtidos para cada ELU constam na sequência.

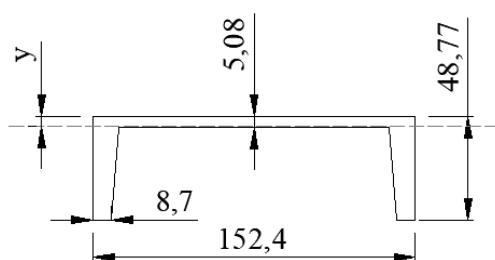
A.5.4.1 Momento fletor resistente na menor inércia

A fim de verificar o atendimento da seção adotada, foram verificados os momentos resistentes das longarinas. Para tal, seria necessário verificar os eixos de maior e menor inércia. No entanto, os momentos associados àquele foram determinados no item A.4.4.1 e A.4.4.2. Desta forma, foram verificados apenas os momentos resistentes na menor inércia, conforme apresentado a seguir.

A.5.4.1.1 FLM

No presente caso, a verificação do ELU FLM foi semelhante ao disposto no tópico A.4.4.1.1, com a diferença de como foi calculado o momento fletor de plastificação da seção transversal M_{pl} . Este foi calculado considerando a seção fletida em relação ao eixo de menor inércia da seção, empregando as equações (77) e (78). Cabe destacar que para deduzir estas equações foi considerada a Figura 11.

Figura 11: Dimensões da seção transversal adotada para as terças (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$t_w h + 2yt_f = 2(b_f - y)t_f \quad (77)$$

$$Z = t_w h \left(y - \frac{t_w}{2} \right) + 2yt_f \left(\frac{y}{2} \right) + 2(b_f - y)^2 \left(\frac{t_f}{2} \right) \quad (78)$$

Onde:

y : distância da face superior do perfil ao centro geométrico da seção transversal (mm).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 19.

Tabela 19: Cálculo de Z para as longarinas.

Parâmetro	Valor
b_f (mm)	48,77
t_f (mm)	8,71
h (mm)	134,98
t_w (mm)	5,08
y (mm)	4,70
Z (cm ³)	18,59
W_Y (cm ³)	8,16

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse do módulo de resistência plástico Z , foi possível concluir que $\frac{Z}{W_Y} = 2,278 > 1,5$. Por conta disto, segundo o tópico 5.4.2.2. da ABNT NBR 8800:2008, foi necessário limitar o valor de Z a fim de garantir a validade da análise elástica da seção em estudo. Desta forma, foi necessário recalcular o módulo de resistência plástico, empregando a equação (79). Com base neste, foi possível determinar o momento fletor de plastificação da seção transversal por meio da equação (80) e, de posse deste, o M_{Rd} para o ELU FLM, através da equação (48).

$$Z_{lim} = 1,5W_Y \quad (79)$$

$$M_{pl} = Z_{lim}f_y \quad (80)$$

Onde:

Z_{lim} : módulo de resistência plástico limite (cm³).

Por meio destes procedimentos foram obtidos os valores dispostos na Tabela 20.

Tabela 20: Cálculo do $M_{y,Rd}$ para as longarinas.

Parâmetro	Valor
$Z_{li}m$ (cm ³)	12,24
M_{pl} (kN.cm)	306
γ_{a1}	1,1
M_{Rd} (kN.cm)	278,18

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.5.4.1.2 FLA

A seguir, a fim de verificar o ELU FLA, foram empregadas as equações (81) a (83).

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (81)$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (82)$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (83)$$

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram apresentados por meio da Tabela 21.

Tabela 21: Cálculos associados ao ELU FLA para as longarinas na menor inercia.

Parâmetro	Valor
h (mm)	134,98
t_w (mm)	5,08
λ	26,57
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25
λ_p	31,68
λ_r	39,60

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nos resultados obtidos, foi possível concluir que $\lambda < \lambda_p$. Assim, o procedimento de cálculo e momento fletor resistente positivo da verificação foram iguais aos apresentados no tópico A.5.4.1.1.

A.5.4.1.3 FLT

No caso da verificação do ELU FLT, como a seção adotada foi considerada fletida em relação ao eixo de menor inercia, tal condição não é aplicável para a seção das longarinas. Isto foi determinado por meio da consulta à Tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008.

A.5.4.2 Momento fletor solicitante na maior inercia

De posse dos momentos fletores resistentes de cálculo, foi necessário calcular os momentos fletores solicitantes associados a cada direção de flexão da seção.

Em primeiro lugar, foi calculado o momento fletor solicitante de cálculo na maior inercia para as longarinas, por meio da equação (84).

$$M_{x,Sd} = \gamma_v \frac{p_{v,long} L^2}{8} \quad (84)$$

Onde:

$M_{x,Sd}$: momento fletor solicitante de cálculo na maior inercia (kN.cm).

As variáveis envolvidas e o resultado gerado constam na Tabela 22.

Tabela 22: Cálculo de $M_{x,Sd}$ para as longarinas.

Parâmetro	Valor
γ_v	1,4
$p_{v,long}$ (kN/cm)	1,18
L (cm)	750
$M_{x,Sd}$ (kN.cm)	1164,23

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.5.4.3 Momento fletor solicitante na menor inercia

Em seguida, para verificar o perfil adotado, foi necessário calcular o momento fletor solicitante de cálculo na menor inercia, através do procedimento apresentado pela equação (85). Cabe destacar que esta foi construída considerando a contenção lateral nos terços das longarinas.

$$M_{y,Sd} = 0,008 \gamma_g p_{g,long} L^2 \quad (85)$$

Onde:

$M_{y,Sd}$: momento fletor solicitante de cálculo na menor inercia (kN.cm).

Os parâmetros envolvidos e o resultado obtido constam na Tabela 23.

Tabela 23: Cálculo de $M_{y,Sd}$ para as longarinas.

Parâmetro	Valor
γ_g	1,25
L (cm)	750
$p_{g,long}$ (kN/m)	0,341
$M_{y,Sd}$ (kN.cm)	19,19

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.5.5 Verificação dos momentos fletores

De posse dos momentos fletores resistentes e solicitantes referentes às longarinas, foi possível realizar a verificação da estrutura. Como a situação de carregamento corresponde à flexão oblíqua, o procedimento de verificação foi realizado por meio da equação (86).

$$\left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (86)$$

Os parâmetros de cálculo e o resultado obtido foram apresentados na Tabela 24.

Tabela 24: Verificação do ELU associado à flexão das longarinas.

Parâmetro	Valor
$M_{x,Sd}$ (kN.cm)	1164,23
$M_{y,Sd}$ (kN.cm)	19,20
$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	1291,40
$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	278,18
Verificação	0,971

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, para as longarinas presentes no galpão industrial em estudo, o perfil $U 152,4 \times 12,20 \text{ kg/m}$ atende à verificação.

A.5.6 Verificação das forças cortantes

Da mesma forma que no tópico A.4.4.6, esta verificação foi dispensada. Assim, constatou-se o atendimento do perfil adotado às condições de carregamento presentes nas longarinas.

A.6 DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO

De posse do dimensionamento e verificação das terças e longarinas, foi realizado o dimensionamento das vigas de rolamento com base nos dados iniciais do projeto e da concepção da estrutura em estudo. Para tal, foram utilizados os procedimentos de cálculo e os critérios descritos a seguir. Cabe mencionar que foi prevista contenção lateral para as vigas de rolamento, através da implementação de vigas de frenagem.

A.6.1 Escolha da seção transversal

Em primeiro lugar, foi necessário adotar uma seção para as vigas de rolamento da estrutura em estudo. Para este fim, foi adotada a altura d da seção, considerando-se a condição descrita pela equação (87).

$$d \in \left[\frac{L}{10}; \frac{L}{15} \right] \quad (87)$$

O intervalo de valores e o valor adotado constam na Tabela 25.

Tabela 25: Adoção de d para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
L (mm)	7500
$L/15$ (mm)	500
$L/10$ (mm)	750
d (mm)	650

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, foi adotada a largura da mesa b_f da seção. Para tal, foi necessário considerar o tipo de trilhos a serem empregados, ou seja, TR37, conforme apresentado no tópico A.3.6 deste documento. Assim, $b_f \geq 194 + 2.35 = 264 \text{ mm}$, de modo que foi adotado um valor de $b_f = 30 \text{ cm}$.

Na sequência, a fim de estimar a espessura das mesas t_f , foi adotada a condição de mesa compacta para a seção adotada, conforme exposto na Tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008, considerando seções I com dois eixos de simetria e fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. Assim, foram consideradas as equações (88) e (89).

$$\lambda_f \leq \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (88)$$

$$t_f \geq \frac{b_f}{2\lambda_p} \quad (89)$$

As variáveis envolvidas, o resultado obtido e a adoção realizada constam na Tabela 26.

Tabela 26: Adoção de t_f para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25
λ_p	10,75
$t_{f,min}$ (mm)	13,96
t_f (mm)	14,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

Finalmente, a fim de estimar a espessura da alma foi adotada a condição de alma compacta, descrita na tabela supracitada da norma brasileira. Desta forma, foram utilizadas as equações (90) e (91).

$$\lambda_w \leq \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (90)$$

$$t_w \geq \frac{\lambda_p}{h} \quad (91)$$

Os parâmetros de cálculo, o resultado gerado e a adoção feita constam na Tabela 27.

Tabela 27: Adoção de t_w para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20000
f_y (kN/cm ²)	25
λ_p	106
h (mm)	622
$t_{w,min}$ (mm)	5,85
t_w (mm)	8 ¹

¹: Espessura adotada com base nos perfis disponíveis, conforme disposto na Tabela 28.

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse dos valores estimados, foi adotado inicialmente o uso do perfil *PS 650 x 105 kg/m*, em aço ASTM A36. As propriedades deste e de outros perfis U semelhantes foram apresentadas por meio da Tabela 28.

Tabela 28: Propriedades geométricas dos perfis I considerados para as vigas de rolamento.

Perfil	Massa Linear	Área	Altura	Alma		Mesas		Eixo X-X			Eixo Y-Y		
	M	A_g	d	t_w	h	t_f	b_f	I_x	W_x	r_x	I_y	W_y	r_y
	kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
VS 650 x 98	98,1	125	650	8	625	12,5	300	92587	2846	27,2	5628	375	6,71
PS 650 x 105 ¹	105	133,8	650	8	622	14	300	101001	3108	27,48	6303	420	6,86
VS 650 x 114	114,1	145,4	650	8	618	16	300	112225	3453	27,78	7203	480	7,04
VS 650 x 128	128	163	650	8	612	19	300	128792	3963	28,11	8553	570	7,24

¹: Perfil não padronizado, construído por economia.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nestas propriedades, foi calculado o módulo de resistência plástico Z do perfil adotado, empregando a equação (92). O resultado obtido, em conjunto com as variáveis empregadas, consta na Tabela 29.

$$Z = 2 \left[b_f t_f \left(\frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right) + t_w \left(\frac{h^2}{8} \right) \right] \quad (92)$$

Tabela 29: Cálculo de Z para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
b_f (cm)	30
t_f (cm)	1,4
t_w (cm)	0,8
h (cm)	62,2
d (cm)	65
Z (cm ³)	3444,97

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.2 Máximas forças nas rodas

A seguir, com base no catálogo de pontes rolantes citado no item A.2 do presente documento, foi constatado que as forças associadas às rodas são iguais a $F_1 = 136,5 \text{ kN}$ e $F_2 =$

139,0 kN. Por conta disso, foi adotado um valor de força $F = 137,75 \text{ kN}$, correspondente ao valor médio entre os valores de catálogo.

Por outro lado, adotando que o comando da ponte foi definido como sendo por controle remoto ou pendente, temos que o coeficiente de impacto para a ponte rolante em estudo, de acordo com o tópico B.4.4 da ABNT NBR 8800:2008, foi de $\phi = 1,10$. Assim, a força máxima associada às rodas, considerando o impacto, foi determinada por meio da equação (93).

$$F_{\phi} = \bar{F}\phi \quad (93)$$

Onde:

F_{ϕ} : força aplicada por cada roda majorada, a fim de incorporar o impacto nas vigas de rolamento (kN);

$\bar{F}$: força média aplicada por cada roda na ponte rolante (kN);

ϕ : coeficiente de majoração das forças associadas a impacto, definido em B.4.4.

O resultado obtido consta na Tabela 30.

Tabela 30: Cálculo da força máxima aplicada pelas rodas na viga de rolamento.

Parâmetro	Valor
$\bar{F}$ (kN)	137,75
ϕ	1,1
F_{ϕ} (kN)	151,53

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.3 Fadiga

Na sequência, foi necessário avaliar os efeitos gerados pela fadiga nas vigas de rolamento. Conforme descrito no item K.2.6 da ABNT NBR 8800:2008, como o número de operações da ponte rolante foi adotado como sendo menos de 1 ciclo/dia ao longo de 50 anos, ou seja, $N < 20.000$, nenhuma verificação de resistência a fadiga foi necessária para o caso em estudo.

Assim, bastou verificar se as tensões máximas solicitantes atenderam às condições prescritas no tópico K.2.2, as quais foram evidenciadas por meio das equações (94) e (95). Cabe destacar que os esforços considerados se referem à combinação frequente de fadiga, evidenciada através da equação (96).

$$\sigma_{lim} \leq 0,66f_y \quad (94)$$

$$\tau_{lim} \leq 0,40f_y \quad (95)$$

Onde:

σ_{lim} : tensão normal no metal-base limite para combinações frequentes de fadiga (kN/cm²);

τ_{lim} : tensão de cisalhamento no metal-base limite para combinações frequentes de fadiga (kN/cm²).

$$F_{d,fad} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \psi_{1,fad} \sum_{j=1}^n (F_{Qj,k}) \quad (96)$$

Onde:

$F_{d,fad}$: ação referente ao estado limite de fadiga;

$\psi_{1,fad}$: coeficiente de minoração das ações variáveis associadas ao estado limite de fadiga, igual a 1,0 segundo a Tabela 2 da ABNT NBR 8800:2008. Assim, este foi omitido no equacionamento.

Os resultados obtidos e a variável considerada constam na Tabela 31.

Tabela 31: Cálculo de σ e τ para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
f_y (kN/cm ²)	25,0
σ_{lim} (kN/cm ²)	16,5
τ_{lim} (kN/cm ²)	10,0

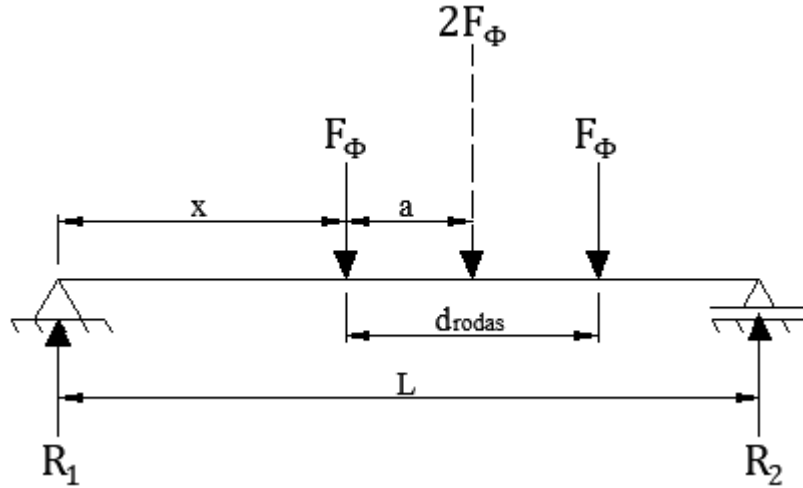
Fonte: Elaborada pelo autor.

Para realizar tal verificação, foi necessário dispor o conjunto de carregamentos associados às rodas nas posições que provocassem o momento fletor e a força cortante de maiores intensidades. Cabe destacar que a distância entre as rodas $d_{roda} = F = 270 \text{ cm}$ foi obtida consultado novamente o catálogo de ponte rolante mencionado anteriormente. Além disso, a ação permanente atuante foi desconsiderada, em decorrência da sua baixa magnitude relativa à dos carregamentos associados às rodas.

A.6.3.1 Momento fletor solicitante máximo

A fim de calcular o momento fletor máximo atuante nas vigas de rolamento, foram empregadas as equações (97) a (102), as quais foram deduzidas com base na Figura 12.

Figura 12: Esquema de carregamento associado ao máximo momento fletor solicitante para as vigas de rolamento.



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$a = \frac{d_{rodas}}{2} \quad (97)$$

$$x = \frac{L-a}{2} \quad (98)$$

$$R_1 = \frac{2F_\phi(L-x-a)}{L} \quad (99)$$

$$R_2 = 2F_\phi - R_1 \quad (100)$$

$$M_q = R_1 x \quad (101)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_q}{W_x} \quad (102)$$

Onde:

a : distância entre uma roda e o centro das rodas (cm);

d_{rodas} : distância entre as rodas (cm);

x : distância entre o apoio mais distante e a roda mais próxima na configuração de carregamento de maior momento fletor (cm);

R_1 : reação de apoio vertical do apoio mais distante das rodas na configuração de carregamento de maior momento fletor (kN);

M_Q : momento fletor solicitante máximo associado às ações variáveis atuantes na viga de rolamento (kN.cm).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 32.

Tabela 32: Cálculo de $\sigma_{m\acute{a}x}$ para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
d_{rodas} (cm)	270
a (cm)	135
x (cm)	307,5
R_1 (kN)	124,25
R_2 (kN)	178,80
M_Q (kN.cm)	38207,03
W_x (cm ³)	3107,71
$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/cm ²)	12,29
σ_{lim} (kN/cm ²)	16,50

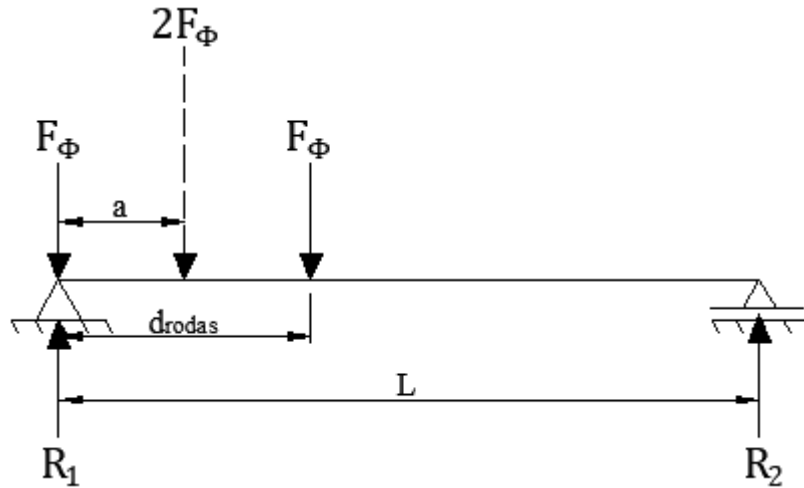
Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, analisando os resultados apresentados na Tabela 32, constatou-se que a condição associada ao máximo momento fletor foi verificada.

A.6.3.2 Força cortante solicitante máxima

Por outro lado, para calcular a força cortante máxima atuante nas vigas de rolamento, foram empregadas as equações (100) e (103) a (106), sendo que estas foram deduzidas através da Figura 13.

Figura 13: Esquema de carregamento associado à máxima força cortante solicitante para as vigas de rolamento.



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$R_1 = F_\phi + \frac{F_\phi(L-2a)}{L} \quad (103)$$

$$V_q = R_1 \quad (104)$$

$$A_w = t_w d \quad (105)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_q}{A_w} \quad (106)$$

Onde:

V_q : força cortante solicitante máxima associado às ações variáveis atuantes na viga de rolamento (kN).

A_w : área da alma da seção transversal (cm²).

Os parâmetros empregados e os resultados gerados foram dispostos na Tabela 33.

Tabela 33: Cálculo de $\tau_{m\acute{a}x}$ para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
d_{rodas} (cm)	270
a (cm)	135
x (cm)	307,5
R_1 (kN)	248,50
R_2 (kN)	54,55
V_q (kN)	248,50
A_w (cm ²)	52
$\tau_{m\acute{a}x}$ (kN/cm ²)	4,779
τ_{lim} (kN/cm ²)	10,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

Desta forma, com base nos resultados dispostos na Tabela 33, verificou-se o atendimento da seção adotada à condição referente à força cortante máxima nas vigas de rolamento.

A.6.3.3 Verificação do Estado Limite de Serviço – Deslocamentos

Na sequência, foram posicionadas as rodas a fim de produzir o maior deslocamento vertical nos elementos em estudo. Para tal, foi adotado o posicionamento das rodas de forma centralizada com o vão vencido pelas vigas de rolamento. Assim, foi possível calcular a flecha máxima apresentada, empregando as equações (107) e (109). Cabe destacar que, para o ELS – Deslocamentos, foram aplicadas as orientações descritas na Tabela C.1 para vigas de rolamento com capacidade $Q < 200 \text{ kN}$.

$$b = \frac{L - d_{rodas}}{2} \quad (107)$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{\bar{F}b(3L^2 - 4b^2)}{24EI_x} \quad (108)$$

$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} \quad (109)$$

Onde:

b : distância entre os apoios e a roda mais próxima (cm);

$\delta_{m\acute{a}x}$: deslocamento vertical máximo considerando a força média aplicada nas rodas sem majoração pelo coeficiente de impacto (cm);

δ_{lim} : deslocamento vertical limite para pontes rolantes com $Q < 200 \text{ kN}$. Cabe destacar que, caso fosse considerada a condição $\delta_{lim} = \frac{L}{800}$ dado que $Q = 200 \text{ kN}$, o valor máximo superaria o limite. No entanto, a diferença foi considerada como sendo dispensável para os fins do atual documento.

As variáveis envolvidas e os resultados obtidos constam na Tabela 34.

Tabela 34: Verificação do ELS – Deslocamentos para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
L (cm)	750
d_{rodas} (cm)	270
b (m)	240
$\bar{F}$ (kN)	137,75
$\delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	0,994
$\delta_{l\acute{i}m}$ (cm)	1,25

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.4 Verificação dos Estados Limites Últimos

A seguir, a fim de verificar o desempenho estrutural do perfil adotado para as vigas de rolamento, foram avaliados os ELU associados com solicitações por momento fletor, força cortante e forças concentradas, descritos na norma ABNT NBR 8800:2008.

A.6.4.1 Cálculo das ações permanentes atuantes

Tendo avaliado as ações variáveis de interesse nos tópicos A.6.2 e A.6.3, foi necessário determinar os carregamentos associados às ações permanentes atuantes nas vigas de rolamento.

A fim de estimá-las, foram considerados valores correspondentes às adoções previamente realizadas e médios observados na prática presentes em edificações industriais de pequeno porte. Os parâmetros considerados foram listados a seguir.

- $p_{g, vr} = 1,05 \text{ kN/m}$, considerando que o perfil adotado para as vigas de rolamento foi o PS 650 x 105 kg/m;
- $p_{g, trilho} = 0,37 \text{ kN/m}$, considerando o emprego de trilhos TR37, conforme discutido anteriormente no presente documento;
- $g_{chapa} = 0,5 \text{ kN/m}^2$, considerando a utilização de chapas de 6,3 mm;
- $L_{chapa fren} = \frac{48}{2} = 24 \text{ cm}$, considerando uma chapa de frenagem com 48 cm que, em decorrência da presença da viga de frenagem, tem seu peso distribuído entre ambas vigas sendo conectadas.

De posse destes parâmetros, foi possível determinar o carregamento permanente atuante nas vigas de rolamento, empregando as equações (110) e (111).

$$p_{g,chapa\ fre} = g_{chapa} L_{chapa\ fre} \quad (110)$$

$$p_{g,VR} = p_{g,VR} + p_{g,trilho} + p_{g,chapa\ fre} \quad (111)$$

Onde:

$p_{g,chapa\ fre}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio da chapa de frenagem (kN/m);

g_{chapa} : carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio da chapa metálica (kN/m²);

$L_{chapa\ fre}$: comprimento da chapa metálica associada à viga de rolamento (cm);

$p_{g,VR}$: carregamento permanente linearmente distribuído atuante nas vigas de rolamento (kN/m).

$p_{g,vr}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio do perfil das vigas de rolamento (kN/m);

$p_{g,trilho}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio dos trilhos (kN/m).

Os parâmetros empregados e os resultados gerados foram dispostos na Tabela 35.

Tabela 35: Cálculo de $p_{g,VR}$.

Parâmetro	Valor
$p_{g,vr}$ (kN/m)	1,050
$p_{g,trilho}$ (kN/m)	0,37
g_{chapa} (kN/m ²)	0,5
$L_{chapa\ fre}$ (cm)	24,00
$p_{g,chapa\ fre}$ (kN/m)	0,12
$p_{g,VR}$ (kN/m)	1,540

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.4.2 Cálculo dos esforços atuantes

De posse dos carregamentos atuantes na viga de rolamento, foi possível determinar os esforços solicitantes associados a estas. Para isto, foram empregadas as equações (112) e (113), as quais foram deduzidas a partir das Figuras 12 e 13, respectivamente.

$$M_g = \frac{p_{gVR}(Lx - x^2)}{2} \quad (112)$$

$$V_g = \frac{p_{gVR}L}{2} \quad (113)$$

Onde:

M_g : momento fletor solicitante máximo associado às ações permanentes atuantes na viga de rolamento (kN.cm).

V_g : força cortante solicitante máxima associado às ações permanentes atuantes na viga de rolamento (kN).

Assim, com base nos esforços calculados para as ações permanentes e variáveis atuantes nas vigas de rolamento, foi empregada a combinação última normal, descrita anteriormente no presente documento. Desta forma, foram utilizadas as equações (114) e (115). Os coeficientes de ponderação empregados foram iguais aos dispostos no tópico A.4.4 deste documento.

$$M_{Sd} = \gamma_g M_g + \gamma_q M_q \quad (114)$$

$$V_{Sd} = \gamma_g V_g + \gamma_q V_q \quad (115)$$

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 36.

Tabela 36: Cálculo de M_{Sd} e V_{Sd} para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
γ_g	1,25
γ_q	1,5
M_q (kNcm)	38207,03
V_q (kN)	248,50
M_g (kNcm)	1047,56
V_g (kN)	5,774
M_{Sd} (kN.cm)	58619,99
V_{Sd} (kN)	379,97

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.4.3 ELU – Momento fletor

De posse dos esforços solicitantes que atuam nas vigas de rolamento, foi necessário determinar os esforços resistentes destes elementos, a fim de verificar o atendimento do perfil adotado às orientações da ABNT NBR 8800:2008.

Em primeiro lugar, foi avaliado o momento fletor resistente para a seção adotada, considerando os ELU FLA, FLM e FLT, conforme descrito anteriormente no tópico A.4.4.1 do presente documento. Cabe destacar que, para o caso das vigas de rolamento, foi necessário considerar apenas a flexão em relação ao eixo de maior inércia, em decorrência dos esquemas de carregamento e de fixação associados a estas.

A.6.4.3.1 FLM

No item A.6.2 do presente documento foi concebida a seção transversal da viga de rolamento em estudo. Para tal, foi adotada a condição de mesa compacta de modo a garantir que $\lambda \leq \lambda_p$. Desta forma, segundo a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008, temos que o momento fletor resistente de cálculo associado ao ELU FLM foi dado pela equação (48).

Assim, foi obtido o resultado de interesse, o qual foi disposto, em conjunto com as variáveis envolvidas, na Tabela 37.

Tabela 37: Cálculo de M_{Rd} para o ELU FLA das vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
f_y (kN/cm ²)	25
Z (cm ³)	3.444,97
M_{pl} (kN.cm)	86.124,2
γ_{a1}	1,10
M_{Rd} (kN.cm)	78.294,73

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.4.3.2 FLA

Como citado no item 6.5.3.1 do documento, foi adotada a condição de alma compacta para a seção em estudo a fim de garantir que $\lambda \leq \lambda_p$. Desta forma, o momento fletor resistente de cálculo associado ao ELU FLA foi dado pela equação (48), de modo que o resultado foi idêntico ao disposto em 6.5.3.1.

A.6.4.3.3 FLT

Com respeito à possibilidade de Flambagem Lateral com Torção, foi considerado que a viga de frenagem confere contenção lateral às vigas de rolamento. Assim, a verificação do ELU FLT foi dispensada para as vigas de rolamento.

A.6.4.3.4 Verificação dos momentos fletores

Tendo calculado os momentos fletores resistentes e solicitantes das vigas de rolamento, foi possível fazer a verificação à flexão do perfil adotado. Neste caso, como a flexão atuante nestes elementos foi apenas em relação ao eixo de maior inércia, a verificação foi realizada por meio da equação (65).

Desta forma, como $M_{Sd} = 58.619,99 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = 78.284,73 \text{ kN.cm}$, foi verificado o perfil adotado para as vigas de rolamento quanto à flexão.

A.6.4.4 ELU – Força cortante

A seguir, foi necessário verificar os ELU associados à força cortante para o perfil adotado. Para tal, foi necessário consultar o tópico 5.4.3.1 da norma ABNT NBR 8800:2008, a fim de determinar o equacionamento a ser empregado para realizar a verificação. Desta forma, foram utilizadas as equações (116) a (122). Cabe observar que, para as vigas de rolamento, foi adotado o uso do número de enrijecedores transversais mínimos, ou seja, apenas nos apoios.

Em primeiro lugar foi necessário determinar o valor de k_v , o qual foi definido no tópico 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800:2008 com base na equação (116).

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^3} \quad (116)$$

Onde:

k_v : parâmetro associado aos enrijecedores transversais;

a : distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores adjacentes (cm).

No entanto, o item supracitado também indica que, caso $\frac{a}{h} > 3$, o valor do parâmetro é fixo e igual a $k_v = 5$. No presente caso, $\frac{a}{h} = \frac{750}{62,2} = 12,06 > 3$, de modo que $k_v = 5$.

A seguir, foram empregadas as equações (117) a (119), a fim de determinar a equação a ser empregada para o cálculo de V_{Rd} .

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (117)$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad (118)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (119)$$

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 38.

Tabela 38: Cálculo dos λ para o ELU de força cortante das vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
h (cm)	62,2
t_w (cm)	0,8
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25
k_v	5
λ_p	69,57
λ_w	77,75
λ_r	86,65

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nos resultados obtidos, foi constatado que $\lambda_p < \lambda_w < \lambda_r$, de modo que as fórmulas a serem empregadas foram as apresentadas por meio das equações (120) e (121).

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y \quad (120)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda_w} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (121)$$

Onde:

V_{pl} : força cortante de plastificação da alma da seção transversal por cisalhamento (kN);

V_{Rd} : força cortante resistente de cálculo da seção transversal (kN).

As variáveis envolvidas e os resultados obtidos constam na Tabela 39.

Tabela 39: Cálculo de V_{Rd} para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
A_w (cm ²)	52,00
f_y (kN/cm ²)	25,00
V_{pl} (kN)	780,00
λ_p	69,57
λ_r	77,75
γ_{a1}	1,10
V_{Rd} (kN)	634,49

Fonte: Elaborada pelo autor.

Desta forma, como $V_{Rd} = 634,49 \text{ kN} > V_{Sd} = 379,97 \text{ kN}$, foi verificado o atendimento da seção adotada para as vigas de rolamento quanto ao ELU de forças cortantes.

A.6.4.5 ELU – Forças localizadas

A seguir, foi necessário verificar os ELU associados à ação de forças localizadas nas vigas de rolamento. Para tal, foram considerados os ELU Escoamento Local da Alma (ELA), Enrugamento da Alma (EnA) e Flambagem Lateral da Alma (FLaA), através da consulta do tópico 5.7 da ABNT NBR 8800:2008.

A.6.4.5.1 ELA

Em primeiro lugar, foi consultado o tópico 5.7.3 da norma supracitada, a fim de determinar o equacionamento a ser utilizado. Assim, este foi apresentado por meio das equações (122) a (124). Cabe destacar que a força localizada solicitante de cálculo foi calculada considerando a combinação última normal.

$$F_{Sd} = \gamma_q F_\phi \quad (122)$$

$$l_w = 2(h_{trilho} + t_f) \quad (123)$$

$$F_{Rd} = \frac{1,10 l_w t_w f_y}{\gamma_{a1}} \quad (124)$$

Onde:

F_{Sd} : força localizada solicitante de cálculo (kN);

l_w : comprimento do espraçamento da força na direção longitudinal na viga (cm);

F_{Rd} : força resistente de cálculo da alma da viga (kN).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram apresentados na Tabela 40.

Tabela 40: Cálculo de F_{Sd} e F_{Rd} do ELU ELA para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
γ_q	1,50
F_ϕ (kN)	151,53
F_{Sd} (kN)	227,29
h_{trilho} (cm)	12,22
t_f (cm)	1,40
l_w (cm)	27,24
t_w (cm)	0,80
f_y (kN/cm ²)	25,00
γ_{a1}	1,10
F_{Rd} (kN)	544,80

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nos resultados expostos, constatou-se que $F_{Rd} = 544,80 \text{ kN} > F_{Sd} = 227,29 \text{ kN}$. Assim, foi verificado o atendimento da seção adotada para a condição analisada.

A.6.4.5.2 EnA

A seguir, foi consultado o item 5.7.4 da norma brasileira. A partir deste, foi observado que, devido ao enrijecimento dos apoios, o caso em estudo corresponde ao caso a). Desta forma, o equacionamento de interesse consiste nas equações (125) e (126).

$$l_n = 2h_{trilho} \quad (125)$$

$$F_{Rd} = \left(\frac{0,66t_w^2}{\gamma_{a1}} \right) \left[1 + 3 \left(\frac{l_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \quad (126)$$

Onde:

l_n : comprimento da atuação da força na direção longitudinal na viga (cm).

As variáveis envolvidas e os resultados gerados constam na Tabela 41.

Tabela 41: Cálculo de F_{Rd} do ELU EnA para as vigas de rolamento.

Parâmetro	Valor
h_{trilho} (cm)	12,22
l_n (cm)	24,44
t_w (cm)	0,80
γ_{a1}	1,10
d (cm)	65,00
t_f (cm)	1,40
E (kN/cm ²)	20.000
f_y (kN/cm ²)	25,00
F_{Rd} (kN)	534,22

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes resultados, observou-se que $F_{Rd} = 534,22 \text{ kN} > F_{Sd} = 227,29 \text{ kN}$. Desta forma, foi verificado o atendimento da seção adotada ao ELU EnA.

A.6.4.5.3 FLA

Na sequência, foi analisado o tópico 5.7.5. do documento normativo. A partir deste, constatou-se que, como a viga de frenagem confere contenção lateral, esta verificação poderia ser dispensada, em virtude do impedimento do deslocamento relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada.

A.6.5 Dimensionamento dos enrijecedores

Finalmente, tendo verificado todas as condições associadas ao ELU para as vigas de rolamento, foram dimensionados os enrijecedores a serem implementos nos apoios destes elementos. Para tal, foi consultado o item 5.4.3.1.3 da ABNT NBR 8800:2008 e, a partir deste, foi definido o procedimento apresentado pela equação (127), a partir do qual seria possível determinar a espessura dos enrijecedores adotando que estes sejam de alma compacta.

$$\left(\frac{b_s}{t_s}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (127)$$

Onde:

b_s : largura dos enrijecedores (mm);

t_s : espessura dos enrijecedores (mm).

Assim, adotando o uso de enrijecedores com $b_s = 120\text{ mm}$, foi obtida a espessura dos mesmos, conforme apresentado na Tabela 42.

Tabela 42: Dimensionamento dos enrijecedores das vigas de rolamento.

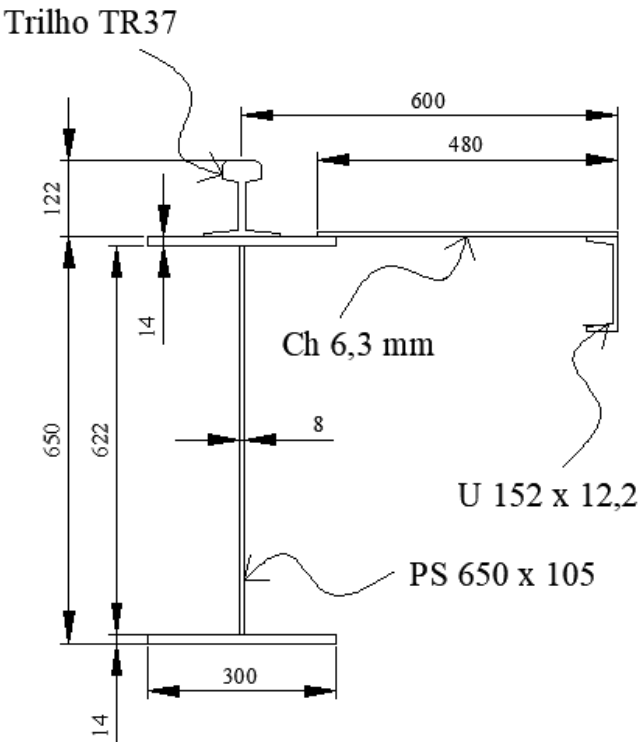
Parâmetro	Valor
$E\text{ (kN/cm}^2\text{)}$	20.000
$f_y\text{ (kN/cm}^2\text{)}$	25,00
$(b_s/t_s)_{lim}$	15,84
$b_s\text{ (mm)}$	120
$t_s\text{ (mm)}$	7,576
$t_{s,efe}\text{ (mm)}$	8

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.6.6 Desenho da viga de rolamento

De posse das adoções realizadas ao longo do tópico A.6 do presente documento, foi desenhada a seção transversal das vigas de rolamento, conforme apresentada na Figura 14. Cabe mencionar que para as vigas de frenagem foi adotado um perfil usualmente empregado na prática, sendo neste caso o $U\ 152,4\ x\ 12,20\ kg/m$.

Figura 14: Seção transversal das vigas de rolamento (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

A.7 ANÁLISE DOS PÓRTICOS TRANSVERSAIS

Tendo dimensionado as terças, longarinas e vigas de rolamento, foi realizada a análise dos pórticos transversais da estrutura. Isto foi feito a fim de determinar os carregamentos atuantes nos elementos da seção transversal da estrutura em estudo.

De posse destes, foi possível definir as combinações de ações a serem consideradas na determinação dos esforços associados aos pilares e às barras das treliças, permitindo assim seu dimensionamento.

A.7.1 Cálculo das ações permanentes

A.7.1.1 Cobertura

Em primeiro lugar, foi necessário determinar o carregamento distribuído associado às ações permanentes atuantes na cobertura. Com este fim, foram realizadas algumas adoções, as quais foram listadas a seguir.

- $g_{est,cobert} = 0,15 \text{ kN/m}^2$, adotado como valor médio apresentado por galpões industriais leves e em estrutura metálica;
- $g_{telhas} = 0,12 \text{ kN/m}^2$, adotado considerando o uso de telhas termoacústicas tipo sanduiche, conforme previamente apresentado.

Com base nestes parâmetros, foi empregada a equação (128), a fim de determinar a ação distribuída atuante na cobertura do galpão em estudo.

$$g_{cobert} = g_{est,cobert} + g_{telhas} \quad (128)$$

Onde:

g_{cobert} : carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio da cobertura (kN/m^2);

$g_{est,cobert}$: carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio dos elementos estruturais da cobertura (tesouras, terças, contraventamento, etc.) (kN/m^2).

Assim, foi determinado que $g_{cobert} = 0,27 \text{ kN/m}^2$.

A.7.1.2 Faces laterais

De forma semelhante ao disposto em 7.1.1, as considerações realizadas para calcular os carregamentos permanentes atuantes nas faces laterais da estrutura foram listadas a seguir.

- $g_{est,lateral} = 0,20 \text{ kN/m}^2$, adotado como valor médio apresentado por galpões industriais leves e em estrutura metálica;
- $g_{telhas+brises} = 0,12 \text{ kN/m}^2$, adotado considerando o uso de telhas termoacusticas tipo sanduiche.

De posse destes, foi empregada a equação (129), a fim de determinar a ação distribuída atuante nas faces laterais da estrutura.

$$g_{lateral} = g_{est,lateral} + g_{telhas+brises} \quad (129)$$

Onde:

$g_{lateral}$: carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio das faces laterais (kN/m^2);

$g_{est,lateral}$: carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio dos elementos estruturais das faces laterais (pilares, longarinas, contraventamento, etc.) (kN/m^2);

$g_{telhas+brises}$: carregamento permanente distribuído associado ao peso próprio das telhas de fechamento lateral e dos brises (kN/m^2).

Assim, $g_{lateral} = 0,32 \text{ kN/m}^2$.

A.7.1.3 Viga de rolamento

Novamente, como apresentado em 7.1.1, as adoções realizadas para calcular os carregamentos permanentes atuantes nas vigas de rolamento foram apresentadas na sequência.

- $p_{g,VR} = 1,05 \text{ kN/m}$, segundo o perfil adotado para as vigas de rolamento;
- $p_{g,trilho} = 0,37 \text{ kN/m}$, considerando o uso de trilhos TR37;
- $p_{g,VF} = 0,122 \text{ kg/m}$, segundo o perfil adotado para as vigas de frenagem;

- $p_{g,chapa\ fre} = 0,24\ kN/m$, conforme calculado no tópico A.6.4.1 do presente documento.

O carregamento permanente linearmente distribuído associado às vigas de rolamento foi determinado por meio da equação (130).

$$p_{g,VR+acces} = p_{gVR} + p_{gtrilho} + p_{gVF} + p_{gchapa\ fre} \quad (130)$$

Onde:

$p_{g,VR+acces}$: carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio das vigas de rolamento e de seus acessórios (kN/m);

p_{gVF} : carregamento permanente linearmente distribuído associado ao peso próprio das vigas de frenagem (kN/m).

Desta forma, foi obtido o valor $p_{g,VR+acces} = 1,782\ kN/m$.

A.7.1.4 Nós das treliças de cobertura

De posse dos valores descritos no item A.7.1.1 do presente documento, foi necessário distribuir o carregamento calculado nos nós do banzo superior das treliças que compõem a cobertura. Para tal, foi empregado o conceito de área de influência. Este procedimento de cálculo foi evidenciado através das equações (131) e (132).

$$A_i = a_i L \quad (131)$$

$$F_{1i} = g_{cobert} A_i \quad (132)$$

Onde:

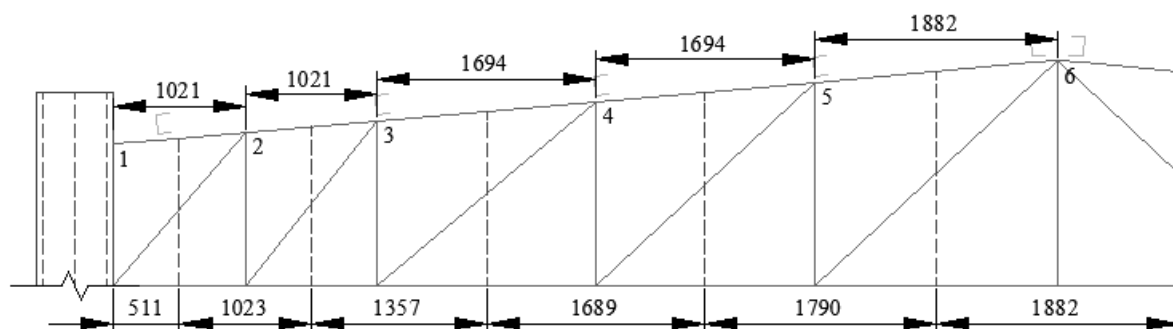
A_i : área de influência do nó i (m²);

a_i : distância entre o nó $i - 1$ até o nó $i + 1$, medida na horizontal (m);

F_{1i} : força concentrada vertical associada ao peso próprio da cobertura atuante no nó i de cada treliça (kN).

As dimensões a_i associadas a cada nó foram ilustradas por meio da Figura 15.

Figura 15: Dimensões a_i para os nós das treliças de cobertura (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destas dimensões, foi possível calcular o carregamento concentrado associado à ação permanente para cada nó. Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 43.

Tabela 43: Cálculo das forças F_{1i} .

Nó	a_i (m)	F_{1i} (kN)
1	0,511	1,034
2	1,021	2,068
3	1,357	2,748
4	1,694	3,429
5	1,788	3,620
6	1,882	3,810

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.7.1.5 Pilares, associada às faces laterais

A seguir, a fim de incorporar o carregamento permanente associada ao peso próprio dos elementos das faces laterais da estrutura nos pilares, foi empregada a equação (133).

$$F_2 = g_{lateral} L H_{pilar} \quad (133)$$

Onde:

F_2 : força concentrada vertical atuante no topo de cada pilar associada ao peso próprio das faces laterais (kN).

Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos constam na Tabela 44.

Tabela 44: Cálculo de F_2 .

Parâmetro	Valor
H_{pilar} (m)	11,30
L (m)	7,50
$g_{lateral}$ (kN/m ²)	0,32
F_2 (kN)	27,12

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.7.1.6 Pilares, associada à viga de rolamento

Por outro lado, em decorrência das ações atuantes na viga de rolamento, surgem esforços nos pilares que devem ser considerados no dimensionamento. Estes, como consequência da excentricidade presente entre o centro dos pilares e o centro das vigas de rolamento, foram considerados como forças e momentos fletores concentrados, aplicados na altura da viga de rolamento. Para o cálculo destes esforços, foram empregadas as equações (134) e (135).

$$F_3 = p_{gVR+acessórios} L \quad (134)$$

$$M_1 = F_3 e \quad (135)$$

Onde:

F_3 : força concentrada vertical atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada ao peso próprio desta (kN);

M_1 : momento fletor concentrado atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada ao peso próprio desta (kN.m);

e : excentricidade entre a linha de centro do pilar e da viga de rolamento (m).

As variáveis de interesse e os resultados gerados constam na Tabela 45.

Tabela 45: Cálculo de F_3 e M_1 .

Parâmetro	Valor
$p_{gVR+acessórios}$ (kN/m)	1,782
L (m)	7,50
F_3 (kN)	13,36
d (m)	0,560
M_1 (kN.m)	7,483

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.7.2 Cálculo das ações variáveis

Na sequência, foi necessário determinar o carregamento distribuído associado às ações variáveis atuantes na estrutura. Para isto, foram consideradas tanto a ação da sobrecarga como a ação do vento.

A.7.2.1 Cobertura, por sobrecarga

A fim de determinar a influência da ação da sobrecarga na cobertura, foi necessário definir o valor a ser adotado para o carregamento distribuído atuante. Assim, consultando o item B.5.1 da norma ABNT NBR 8800:2008, constatou-se que, na ausência de especificação mais rigorosa, deveria ser adotado um valor de $p_{q,sobre} = 0,25 \text{ kN/m}^2$, conforme adotado previamente no tópico A.4.1.2 deste documento.

A.7.2.2. Nós da treliça de cobertura, por sobrecarga

De posse deste valor, foi necessário distribuir o carregamento nos nós das treliças que compõem a cobertura, de modo semelhante ao apresentado no tópico A.7.1.4 do presente documento.

Assim, foi possível calcular o carregamento concentrado associado à sobrecarga para cada nó, empregando a equação (136).

$$F_{4i} = p_{q,sobre} A_i \quad (136)$$

Onde:

F_{4i} : força concentrada vertical associada à sobrecarga na cobertura atuante no nó i de cada treliça (kN).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 46.

Tabela 46: Cálculo das forças F_{4i} .

Nó	a_i (m)	F_{4i} (kN)
1	0,511	0,957
2	1,021	1,914
3	1,357	2,545
4	1,694	3,175
5	1,788	3,352
6	1,882	3,528

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.7.2.3 Ponte rolante

Na sequência, foram calculados os carregamentos associados à ponte rolante e à movimentação do trole atuantes na estrutura. Para tal foram empregadas inicialmente as equações (137) e (138). Cabe destacar que, para as análises apresentadas neste tópico, foi considerado trole à direita da ponte rolante.

$$P_T \approx 10\%Q \quad (137)$$

$$R_D = 2\bar{F} \quad (138)$$

Onde:

P_T : estimativa do peso próprio do trole e dispositivos de içamento (kN);

Q : capacidade da ponte rolante (kN);

R_D : reação vertical do apoio direito da ponte rolante (kN).

A seguir, foi necessário determinar a distância mínima entre o gancho e os apoios da ponte rolante, a fim de determinar a máxima reação de apoio atuante nas vigas de rolamento, através da equação (139). Para tal, foi analisado o catálogo técnico de pontes rolantes apresentado anteriormente. Assim, foi determinado $d_{\min \text{ gancho}} = 1,41 \text{ m}$, correspondente ao menor valor de E apresentado pelo catálogo.

$$L_{\text{gancho}} = A - d_{\min \text{ gancho}} \quad (139)$$

Onde:

L_{gancho} : distância máxima entre o apoio e o gancho da ponte rolante (m).

As variáveis envolvidas e os resultados obtidos constam na Tabela 47.

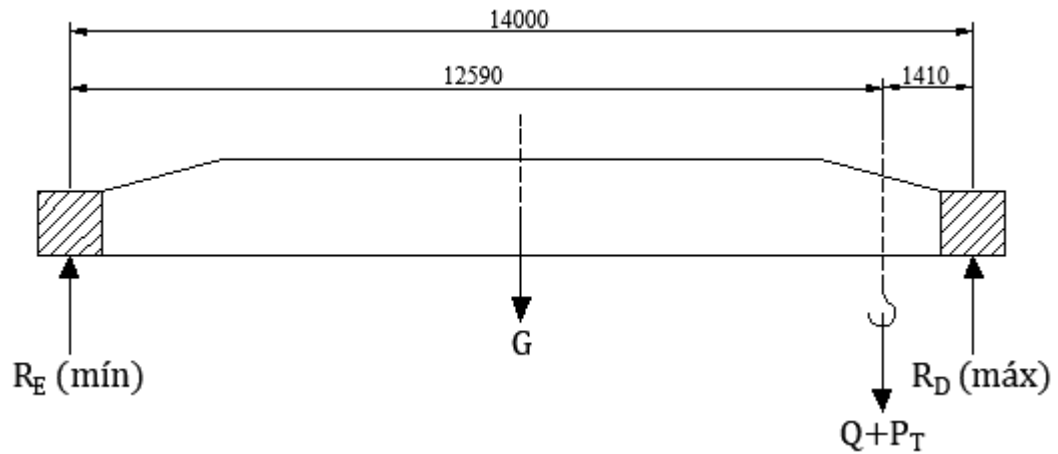
Tabela 47: Cálculo de R_D e L_{gancho} .

Parâmetro	Valor
Q (kN)	200,00
P_T (kN)	20,00
$\bar{F}$ (kN)	137,75
R_D (kN)	275,50
A (m)	14,00
$d_{\min \text{ gancho}}$ (m)	1,41
L_{gancho} (m)	12,59

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nestes resultados, foi construída a Figura 16.

Figura 16: Esquema de carregamento da ponte rolante, com o trole à direita (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse deste esquema, foi possível deduzir as equações (140) e (141), que dizem respeito ao cálculo das reações de apoio da ponte rolante.

$$R_D = 0,5G + (P_T + Q) \left(\frac{L_{gancho}}{A} \right) \quad (140)$$

$$R_E = 0,5G + (P_T + Q) \left(\frac{d_{\min \text{ gancho}}}{A} \right) \quad (141)$$

Onde:

G : peso da ponte rolante (kN);

R_E : reação vertical do apoio esquerdo da ponte rolante (kN).

A partir destas equações, foi possível determinar o valor de G e, com este, R_E . Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 48.

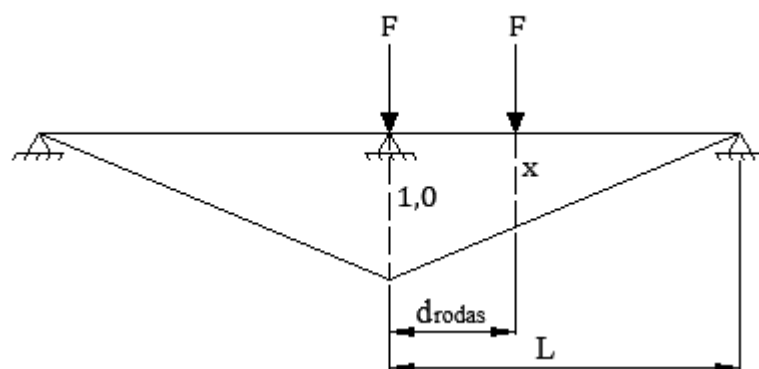
Tabela 48: Cálculo de G e R_E .

Parâmetro	Valor
R_D (kN)	275,5
A (m)	14
$d_{\min \text{ gancho}}$ (m)	1,41
L_{gancho} (m)	12,59
G (kN)	155,30
R_E (kN)	99,81

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes valores, foi necessário avaliar a influência do posicionamento das rodas nas reações de apoio da viga de rolamento. Assim, considerando um dos pórticos transversais intermediários, foi construída a Figura 17.

Figura 17: Linha de influência (LI) da reação de apoio das vigas de rolamento.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nesta, foi possível deduzir o equacionamento a partir do qual foram calculadas as forças atuantes nos pilares associadas às reações de apoio da ponte rolante. Este foi composto pelas equações (142) a (146).

$$x = \frac{L - d_{\text{rodas}}}{L} \quad (142)$$

$$F_E = \frac{(1+x)R_E}{2} \quad (143)$$

$$F_D = \frac{(1+x)R_D}{2} \quad (144)$$

$$F_5 = F_E \phi \quad (145)$$

$$F_6 = F_D \phi \quad (146)$$

Onde:

x : dimensão referente à LI da reação de apoio das vigas de rolamento (m);

F_E : força concentrada vertical característica atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada à reação do apoio esquerdo da ponte rolante (kN);

F_D : força concentrada vertical característica atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada à reação do apoio direito da ponte rolante (kN).

F_5 : força concentrada vertical de cálculo atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada à reação do apoio esquerdo da ponte rolante (kN);

F_6 : força concentrada vertical de cálculo atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada à reação do apoio direito da ponte rolante (kN).

Além disso, as forças F_5 e F_6 , como atuam com uma excentricidade e em relação à linha central dos pilares, calculada no item A.7.2.6 deste documento, geram momentos fletores concentrados nos pilares. As intensidades destes foram calculadas por meio das equações (147) e (148).

$$M_2 = F_5 e \quad (147)$$

$$M_3 = F_6 e \quad (148)$$

Onde:

M_2 : momento fletor concentrado atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada à reação do apoio esquerdo da ponte rolante (kN.m);

M_3 : momento fletor concentrado atuante no pilar na altura da viga de rolamento associada à reação do apoio direito da ponte rolante (kN.m).

As variáveis envolvidas e os resultados gerados foram dispostos na Tabela 49.

Tabela 49: Cálculo de F_5 , F_6 , M_2 e M_3 .

Parâmetro	Valor
L_{gancho} (m)	12,59
$d_{\min gancho}$ (m)	1,41
x	0,64
F_E (kN)	81,84
F_D (kN)	225,90
ϕ	1,10
F_5 (kN)	90,03
F_6 (kN)	248,49
e (m)	0,560
M_2 (kNm)	50,41
M_3 (kNm)	139,16

Fonte: Elaborada pelo autor.

Além disso, em decorrência do movimento da ponte, surgem forças transversais ao caminho de rolamento. Estas, adotando comando da ponte rolante por controle remoto ou pendente, segundo o tópico B.7.2 da ABNT NBR 8800:2008, foram calculadas por meio das equações (149) a (151).

$$F_{HT} = 0,1(P_T + Q) \quad (149)$$

$$F_{Hroda} = \frac{F_{HT}}{2} \quad (150)$$

$$F_7 = F_8 = (1 + x)F_{Hroda} \quad (151)$$

Onde:

F_{HT} : força transversal ao caminho de rolamento aplicada no topo do trilho, proveniente da aceleração/frenagem do trole de cada lado (kN/lado);

F_{Hroda} : força transversal ao caminho de rolamento a ser aplicada no topo do trilho, proveniente da aceleração/frenagem do trole para cada roda (kN/roda);

F_7 : força transversal ao caminho de rolamento a ser aplicada no topo do trilho, proveniente da aceleração/frenagem do trole, para o pilar esquerdo (kN);

F_8 : força transversal ao caminho de rolamento a ser aplicada no topo do trilho, proveniente da aceleração/frenagem do trole, para o pilar direito (kN).

As variáveis envolvidas e os resultados obtidos constam na Tabela 50.

Tabela 50: Cálculo de F_7 e F_8 .

Parâmetro	Valor
Q (kN)	200,00
P_T (kN)	20,00
F_{HT} (kN)	22,00
F_{Hrodas} (kN)	11,00
x	0,64
F_7 (kN)	18,04
F_8 (kN)	18,04

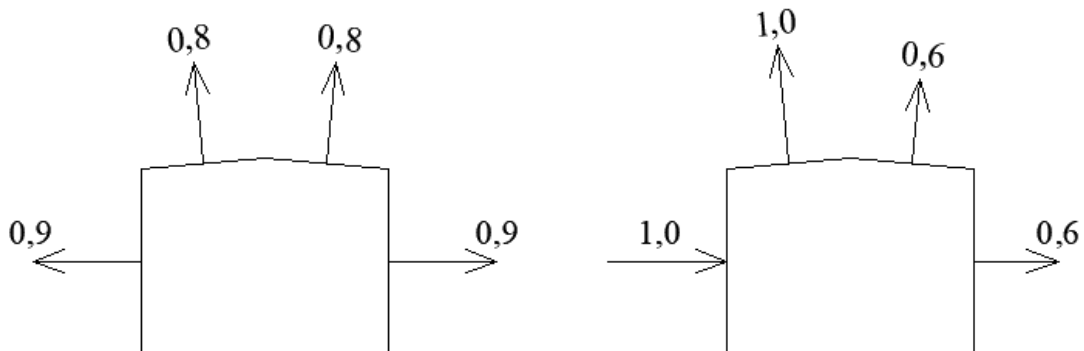
Fonte: Elaborada pelo autor.

Cabe mencionar que, para fins de simplificação, ainda que as forças F_7 e F_8 possam atuar nos sentidos esquerda-direita e direita-esquerda, apenas o primeiro foi considerado, dado que este corresponde ao mesmo apresentado pelos carregamentos associados ao vento a 90° .

A.7.2.4 Vento

Na sequência, a fim de incorporar a ação do vento nos nós da treliça de cobertura e nos pilares da estrutura, foram consultadas as Figuras 7 a 10. A partir delas, foi possível identificar os coeficientes de pressão críticos, os quais foram apresentados na Figura 18.

Figura 18: Coeficientes de pressão críticos.



Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes coeficientes, de $L = 7,50\text{ m}$ e das pressões $qv, 0 = 0,751\text{ kN/m}^2$ e $qv, 90 = 0,706\text{ kN/m}^2$, foram obtidas as ações distribuídas na cobertura e nas faces laterais associadas à ação do vento, por meio da equação (152).

$$p_{vj,i} = q_{v,i} L \Delta C_{pj,i} \quad (152)$$

Onde:

$p_{vj,i}$: carregamento variável linearmente distribuído atuante na região j associado à ação do vento na direção i (kN/m);

$\Delta C_{p,j,i}$: coeficiente de pressão crítico na região j associado à ação do vento na direção i .

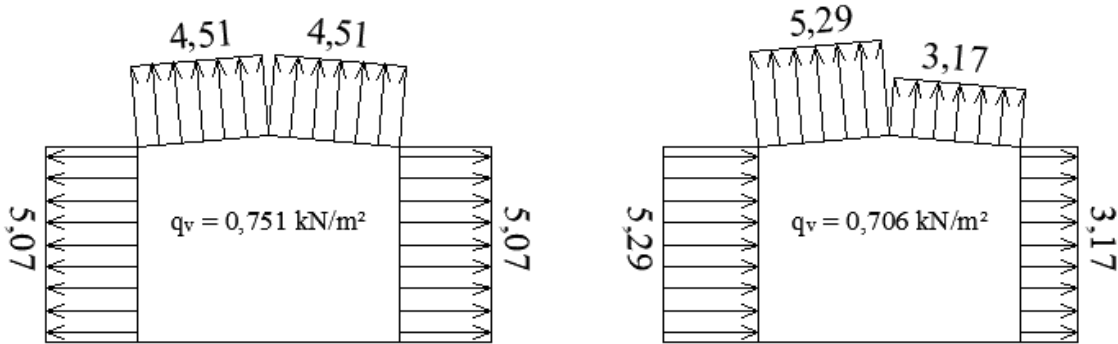
Os resultados obtidos constam na Tabela 51 e na Figura 19.

Tabela 51: Cálculo dos carregamentos $p_{vj,i}$.

Posição	$\Delta C_{p,0^\circ}$	$p_{v,0^\circ}$ (kN/m)	$\Delta C_{p,90^\circ}$	$p_{v,90^\circ}$ (kN/m)
Lateral esquerda (LE)	0,9	5,07	-1,0	-5,29
Água esquerda (AE)	0,8	4,51	1,0	5,29
Água direita (AD)	0,8	4,51	0,6	3,17
Lateral direita (LD)	0,9	5,07	0,6	3,17

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 19: Carregamentos linearmente distribuídos, decorrentes do vento, nas laterais e na cobertura da estrutura.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Cabe mencionar que, no caso dos carregamentos atuantes nas laterais do pórtico transversal, foi considerado o carregamento como linearmente distribuído nos pilares.

A.7.2.5 Nós da treliça de cobertura, por vento

A seguir, com base nestes resultados, foi possível determinar as cargas associadas a cada nó da treliça. Para tal, foram utilizadas as equações (153) a (156).

$$p_{vj,ix} = p_{vj,i} \text{sen}(i_{\text{telhado}}) \quad (153)$$

$$p_{vj,iy} = p_{vj,i} \cos(i_{telhado}) \quad (154)$$

$$F_{9jk,ix} = p_{vj,ix} a_k \quad (155)$$

$$F_{9jk,iy} = p_{vj,iy} a_k \quad (156)$$

Onde:

$p_{vj,ix}$: carregamento variável horizontal linearmente distribuído atuante na região j associado à ação do vento na direção i (kN/m);

$p_{vj,iy}$: carregamento variável vertical linearmente distribuído atuante na região j associado à ação do vento na direção i (kN/m).

$F_{9jk,ix}$: força concentrada horizontal associada à ação do vento na região j e na direção i atuante no nó k de cada treliça (kN);

a_k : distância entre o nó $k - 1$ até o nó $k + 1$, medida na horizontal (m);

$F_{9jk,iy}$: força concentrada vertical associada à ação do vento na região j e na direção i atuante no nó k de cada treliça (kN).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 52.

Tabela 52: Cálculo das forças F_{9k} .

Nó (Região)	a_k (m)	Vento a 0°		Vento a 90°	
		F_{9x} (kN)	F_{9y} (kN)	F_{9x} (kN)	F_{9y} (kN)
1 (AE)	0,511	0,20	2,29	0,24	2,69
2 (AE)	1,021	0,41	4,58	0,48	5,38
3 (AE)	1,357	0,54	6,09	0,64	7,15
4 (AE)	1,694	0,68	7,60	0,79	8,93
5 (AE)	1,788	0,71	8,02	0,84	9,42
6 (AE)	0,941	0,38	4,22	0,44	4,96
6 (AD)	0,941	-0,38	4,22	0,26	2,98
7 (AD)	1,788	-0,71	8,02	0,50	5,65
8 (AD)	1,694	-0,68	7,60	0,48	5,36
9 (AD)	1,357	-0,54	6,09	0,38	4,29
10 (AD)	1,021	-0,41	4,58	0,29	3,23
11 (AD)	0,511	-0,20	2,29	0,14	1,61

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.7.2.6 Outras ações

Além das ações previamente discutidas, deveriam ser avaliadas as ações correspondentes à variação de temperatura e às imperfeições geométricas da estrutura. No entanto, para o presente documento, estas foram desconsideradas.

A.7.3 Combinações de ações

De posse dos carregamentos a serem considerados na análise dos pórticos transversais, foram definidas as combinações últimas normais a serem empregadas para dimensionar a estrutura em estudo. Estas foram apresentadas por meio das Tabelas 53 e 54. Para tal, foi necessário consultar a Tabela 2 da ABNT NBR 8800:2008, a partir da qual foram definidos os coeficientes de combinação das ações listados a seguir. Estes, em conjunto com os coeficientes de ponderação anteriormente apresentados, permitiram compor as combinações a serem consideradas.

- $\psi_{0,sobrec} = 0,8$, considerando ações variáveis causadas pelo uso e ocupação, associadas a sobrecargas em coberturas;
- $\psi_{0,vento} = 0,6$, considerando a ações variáveis causadas pela pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral;
- $\psi_{0,PR} = 0,7$, considerando cargas moveis e seus efeitos dinâmicos em pilares que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes.

Tabela 53: Nomenclatura das ações consideradas.

Ação	Nome
Permanente	A_1
Sobrecarga	A_2
Ponte rolante (Trole à esquerda)	A_3
Ponte rolante (Trole à direita)	A_4
Vento 90°	A_5
Vento 0°	A_6

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 54: Definição das combinações a serem consideradas na análise dos pórticos transversais.

Combinação	Definição	Descrição
C_1	$\gamma_g^+ A_1 + \gamma_q A_3 + \gamma_q \psi_{0,sobrec} A_2$	Todas as ações menos o vento
C_2	$\gamma_g^+ A_1 + \gamma_q A_4 + \gamma_q \psi_{0,sobrec} A_2$	Todas as ações menos o vento
C_3	$\gamma_g^+ A_1 + \gamma_q A_3 + \gamma_q \psi_{0,sobrec} A_2 + \gamma_V \psi_{0,vento} A_5$	Todas as ações, sendo ponte rolante a principal
C_4	$\gamma_g^+ A_1 + \gamma_V A_5 + \gamma_q \psi_{0,sobrec} A_2 + \gamma_q \psi_{0,PR} A_3$	Todas as ações, sendo vento a 90° a principal
C_5	$\gamma_g^- A_1 + \gamma_V A_5$	Inversão de esforços na treliça om vento a 90°
C_6	$\gamma_g^- A_1 + \gamma_V A_6$	Inversão de esforços na treliça om vento a 0°

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.8 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

Na sequência, a fim de calcular os esforços nas barras e verificar a deslocabilidade da estrutura em estudo, foram adotados perfis para os pilares e para as barras das treliças de cobertura, empregando o critério de esbeltez.

A.8.1 Pilares

Em primeiro lugar, foi necessário adotar o perfil a ser considerado para os pilares. Como definido no tópico A.3.3 deste documento, a altura da seção transversal dos pilares foi estimada como sendo $h_{\text{pilar}} = 500 \text{ mm}$. Assim, considerando este valor como mínimo, optou-se por adotar o perfil $VS 600 \times 81 \text{ kg/m}$, a fim de garantir o atendimento da estrutura aos critérios de verificação a serem apresentados nos tópicos seguintes.

A.8.2 Banzo superior e inferior

A seguir, foram consultados os perfis usualmente empregados em barras de treliças. Assim, constatou-se que os perfis normalmente utilizados para os banzos são em dupla cantoneira, destacando-se o intervalo $2L 2 1/2''$ a $2L 4''$. Desta forma, foi adotado o perfil $2L 2 1/2'' \times 3/16''$ com $t = 1/4''$, cujas propriedades, além das de outros perfis semelhantes, constam na Tabela 55.

Tabela 55: Propriedades geométricas dos perfis dupla cantoneira considerados para as barras dos banzos.

Tamanho nominal (b_f)	Espess. da aba (t_f)	Massa Linear	A_g	I_x	I_y	r_x	y	r_{min}	r_y (cm), em função da espessura t (Pol)				
Pol.	Pol.	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm	0	1/4''	5/16''	3/8''	1/2''
$2 1/2'' \times 2 1/2''$	3/16''	9,14	11,6	46	99,58	1,98	1,75	1,24	2,65	2,87	2,93	2,98	3,1
	1/4''	12,2	15,34	58	134,40	1,96	1,83	1,24	2,67	2,9	2,96	3,02	3,14
	5/16''	14,88	18,96	70	168,37	1,93	1,88	1,24	2,69	2,92	2,98	3,04	3,16
	3/8''	17,56	22,32	82	202,22	1,91	1,93	1,22	2,72	2,95	3,01	3,08	3,2
$3'' \times 3''$	3/16''	11,04	14,06	80	166,38	2,39	2,08	1,50	3,16	3,38	3,44	3,50	3,61
	1/4''	14,58	18,58	100	218,59	2,36	2,13	1,50	3,15	3,37	3,43	3,49	3,61
	5/16''	18,14	22,96	124	279,66	2,34	2,21	1,50	3,21	3,43	3,49	3,55	3,67
	3/8''	21,42	27,22	150	343,04	2,31	2,26	1,47	3,26	3,49	3,55	3,61	3,73

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tendo adotado o perfil, este foi verificado através das equações (157) a (159), sendo esta última formulada a partir do critério de esbeltez e da faixa usual de índices de esbeltez para barras de banzos. Cabe destacar que, para todas as barras das treliças, foram considerados nós com rotação livre e translação impedida de modo que, segundo a Tabela E.1 da norma ABNT NBR 8800:2008, $K_x = K_y = 1,00$. Além disso, as dimensões consideradas para a verificação das barras constam na Tabela 56.

Tabela 56: Comprimentos destravados das barras das treliças.

Posição	Barras Similares	L_x (cm)	L_y (cm)
Banzo Inferior	6	11	102,1
	7	12	102,1
	8	13	169,4
	9	14	169,4
	10	15	188,2
Banzo Superior	19	26	102,5
	21	28	102,5
	23	30	170
	24	32	170
	17	33	188,6
Diagonais	34	43	165,9
	35	42	166,2
	36	41	254,2
	37	40	273,3
	38	39	195,4
Montantes	18	25	134,2
	20	27	162,6
	22	29	191
	16	31	219,4
	4	4	250

Fonte: Elaborada pelo autor.

$$\lambda_{m\acute{a}x,x} = \frac{K_x L_{m\acute{a}x,x}}{r_x} \quad (157)$$

$$\lambda_{m\acute{a}x,y} = \frac{K_y L_{m\acute{a}x,y}}{r_y} \quad (158)$$

$$\lambda_{m\acute{a}x,i} \in [80:140] \quad (159)$$

Onde:

K_x, K_y : coeficientes de flambagem por flexão;

$L_{máx,x}$: comprimento destravado para deslocamentos no plano da treliça (cm);

r_x : raio de giração da seção em relação ao eixo x (cm);

$\lambda_{máx,x}, \lambda_{máx,y}$: índice de esbeltez máximo dentre as barras do mesmo tipo;

$L_{máx,x}$: comprimento destravado para deslocamentos fora do plano da treliça (cm);

r_y : raio de giração da seção em relação ao eixo y (cm).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos constam na Tabela 57.

Tabela 57: Cálculo dos $\lambda_{máx}$ para os banzos.

Parâmetro	Valor
r_x (cm)	1,98
r_y (cm)	2,87
$L_{max,x}$ (cm)	188,15
$L_{max,y}$ (cm)	373,60
K_x	1,00
K_y	1,00
$\lambda_{máx,x}$	95,03
$\lambda_{máx,y}$	130,17

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nestes resultados, verificou-se que o perfil adotado foi verificado com relação ao intervalo de esbeltez considerado.

A.8.3 Diagonais e montantes

Na sequência, no caso das diagonais e montantes, observou-se que os perfis usuais variam entre 2L 1 3/4" a 2L 3". Assim, foi adotado o perfil 2L 2" x 3/16" com $t = 0$ para as diagonais e 2L 1 3/4" x 1/8" com $t = 0$ para os montantes. As propriedades destes e outros perfis semelhantes foram dispostos na Tabela 58.

Tabela 58: Propriedades geométricas dos perfis dupla cantoneira para as barras das diagonais e dos montantes.

Tamanho nominal (b_f)	Espess. da aba (t_f)	Massa Linear	A_g	I_x	I_y	r_x	y	r_{min}	r_y (cm), em função da espessura t (Pol)				
Pol.	Pol.	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm	0	1/8"	3/16"	1/4"	5/16"
1 3/4" x 1 3/4"	1/8"	4,28	5,42	10,45	24,82	1,39	1,23	0,89	1,85	1,96	2,02	2,08	2,14
	3/16"	6,3	8	14,9	37,32	1,36	1,28	0,89	1,87	1,98	2,04	2,1	2,16
	1/4"	8,24	10,44	18,9	50,53	1,34	1,34	0,86	1,9	2,01	2,07	2,13	2,2
	5/16"	10,08	12,9	22,6	64,73	1,32	1,41	0,86	1,93	2,05	2,11	2,18	2,24
2" x 2"	3/16"	7,26	9,16	23,4	54,53	1,58	1,45	1,02	2,16	2,27	2,32	2,38	2,44
	1/4"	9,48	12,12	29,2	72,75	1,55	1,5	0,99	2,16	2,27	2,33	2,39	2,45
	5/16"	11,66	14,84	35	91,27	1,53	1,55	0,99	2,18	2,3	2,36	2,42	2,48
	3/8"	13,98	17,52	40	111,26	1,5	1,62	0,99	2,22	2,34	2,39	2,46	2,52

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse do perfil, a verificação foi semelhante à realizada no tópico A.8.2, empregando a equação (160).

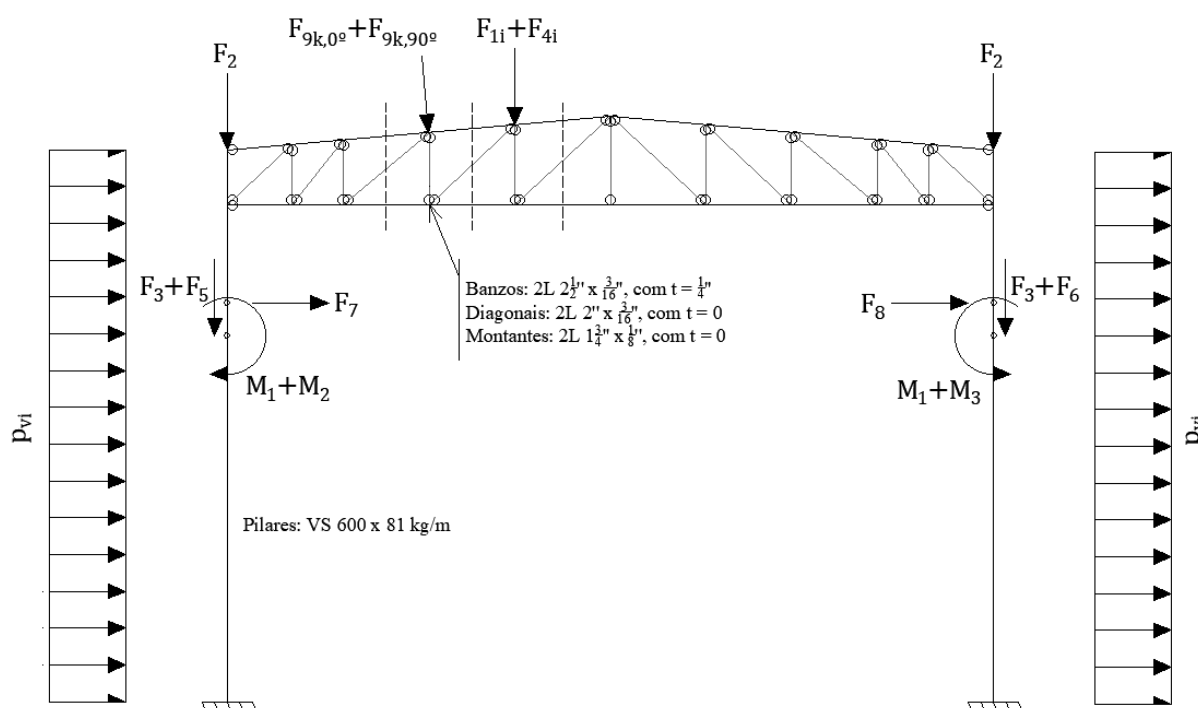
$$\lambda_{m\acute{a}x} \in [100: 160] \quad (160)$$

Assim, considerando que o comprimento máximo das barras dos montantes foi de $L_{max} = 256,95 \text{ cm}$, de modo que $\lambda_{m\acute{a}x} = 160,76 \approx 160$ e, para as diagonais, este foi de $L_{m\acute{a}x} = 175 \text{ cm}$, resultando em $\lambda_{m\acute{a}x} = 126,03$, os perfis adotados foram verificados com relação ao intervalo considerado.

A.9 ANÁLISE ESTRUTURAL

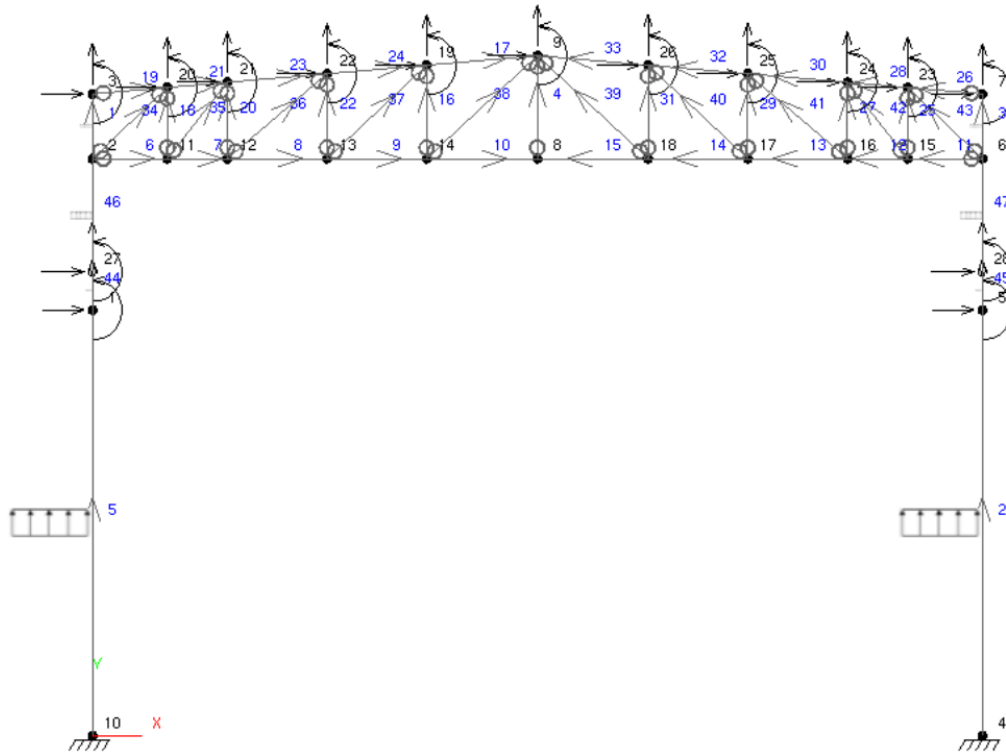
De posse dos carregamentos atuantes nos pórticos transversais, conforme ilustrado nas Figuras 20 e 21, foi possível obter, por meio do *software* AcadFrame, os deslocamentos verticais e horizontais apresentados pela estrutura. Cabe mencionar que o relatório gerado pelo *software*, a fim de reduzir a extensão do presente trabalho, foi omitido.

Figura 20: Esquema do pórtico transversal típico do galpão industrial em estudo.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 21: Esquema do pórtico transversal construído através do *software* Acadframe.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, considerando os deslocamentos associados ao nó localizado no extremo superior direito da estrutura em decorrência da combinação de ações C_1 , foi possível determinar a deslocabilidade da estrutura. Analisando os resultados obtidos, como o deslocamento na análise linear foi de $u_1 = 3,40 \text{ cm}$ e na análise não linear $u_2 = 3,51 \text{ cm}$, foi obtida uma relação $u_2/u_1 = 1,04$. Este valor, quando comparado com o valor limite definido no tópico 4.9.4.2 da norma ABNT NBR 8800:2008, igual a $(u_2/u_1)_{lim} = 1,10$, permitiu concluir que a estrutura em estudo pode ser categorizada como de pequena deslocabilidade.

A.10 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LÍMITES DE SERVIÇO

Por outro lado, foi necessário verificar, com base nos deslocamentos obtidos por meio da análise, os ELS associados ao deslocamento vertical da treliça e ao deslocamento horizontal dos pilares na extremidade superior e na altura do posicionamento da viga de rolamento. Assim, com base nas orientações descritas no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008, foram realizadas as verificações de deslocamento vertical e horizontal da estrutura.

A.10.1 Deslocamento vertical

Em primeiro lugar, foi consultada a Tabela C.1 da norma supracitada. Assim, considerando vigas de cobertura, foi verificado o deslocamento vertical apresentado pelo meio do vão vencido pelas terças, empregando a equação (161).

$$\delta_{lim,treliças} = \frac{L_{treliça}}{250} \quad (161)$$

Onde:

$\delta_{lim,treliças}$: deslocamento vertical limite no meio do vão de vigas de cobertura (cm);

$L_{treliça}$: vão vencido pelas treliças de cobertura (cm).

Desta forma, como $L_{treliças} = 1.512 \text{ cm}$, considerando a distância entre linhas de eixo dos pilares inicialmente adotados para conceber a estrutura, o valor para o deslocamento limite foi de $\delta_{lim,treliças} = 6,048 \text{ cm}$. De posse deste valor, foi consultado o relatório gerado pelo *software* AcadFrame, de modo a obter os deslocamentos listados a seguir, associado ao nó central da treliça.

- $\delta_{y,g} = -0,390 \text{ cm}$, provocado pelas ações permanentes;
- $\delta_{y,sobre} = -0,346 \text{ cm}$, provocado pela ação da sobrecarga;
- $\delta_{y,v0^\circ} = 0,587 \text{ cm}$, provocado pela ação do vento a 0° ;
- $\delta_{y,v90^\circ} = 0,828 \text{ cm}$, provocado pela ação do vento a 90° .

Como todos estes resultados foram substancialmente inferiores ao valor limite $\delta_{lim,treliças}$, foi possível concluir que o ELS foi verificado.

A.10.2 Deslocamento horizontal

A seguir, consultando novamente a Tabela C.1, mas considerando o tópico de galpões em geral e edifícios de um pavimento, foi constatado que a verificação do ELS deveria ser feita através das equações (162) e (163).

$$\delta_{lim,pilar} = \frac{H_{pilar} - H_{comp}}{300} \quad (162)$$

$$\delta_{lim,VR} = \frac{C_{SC}}{400} \quad (163)$$

Onde:

$\delta_{lim,pilar}$: deslocamento horizontal limite no topo dos pilares (cm);

$\delta_{lim,VR}$: deslocamento horizontal limite na altura das vigas de rolamento (cm).

Desta forma, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 59.

Tabela 59: Cálculo dos deslocamentos horizontais limites.

Parâmetro	Valor
H_{pilar} (cm)	1.130
H_{comp} (cm)	40
$\delta_{lim,pilar}$ (cm)	3,633
C_{SC} (cm)	723
$\delta_{lim,VR}$ (cm)	1,808

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na sequência, a partir do relatório gerado, foram obtidos os deslocamentos associados aos topos dos pilares e aos pontos de apoio da viga de rolamento. Dentre estes, foram selecionados os maiores, sendo estes os listados a seguir.

Considerando o nó 3, a ser comparado com $\delta_{lim,pilar}$:

- $\delta_{x,PRI} = 2,35 \text{ cm}$
- $\delta_{x,PRII} = 1,02 \text{ cm}$
- $\delta_{x,V90^\circ} = 2,46 \text{ cm}$

Considerando o nó 5, a ser comparado com $\delta_{lim,VR}$:

- $\delta_{x,PRI} = 1,64 \text{ cm}$
- $\delta_{x,PRII} = 0,84 \text{ cm}$

Como estes deslocamentos horizontais foram inferiores aos limites dispostos na Tabela 59, foi verificado o atendimento da estrutura aos ELS analisados.

A.11 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DAS TRELIÇAS

Tendo verificado os ELS associados aos pórticos transversais da estrutura em estudo, foram dimensionadas as barras das treliças. Assim, para as treliças do galpão em estudo, foi realizada a verificação de todas as suas barras. A partir desta, foi adotado um perfil para cada tipo de barra, ou seja, para os banzos inferior e superior, as diagonais e os montantes.

Os resultados desta verificação, assim como os parâmetros de cálculo envolvidos constam nas Tabelas 67 e 68.

No entanto, para exemplificar os procedimentos realizados, foi destacado o dimensionamento das barras 6 e 11, componentes do banzo inferior (nomenclatura referente ao relatório do AcadFrame).

A.11.1 Dimensionamento da barra 6 (e de sua simétrica, 11)

A.11.1.1 Dados iniciais

Para a barra 6 foi adotado o uso do perfil $2L\ 2\ 1/2" \times 1/4"$, cujas propriedades foram apresentadas na Tabela 55, previamente apresentada.

Além disso, foram considerados os comprimentos destravados $L_x = 102,1\ cm$ e $L_y = 373,6\ cm$, conforme apresentado na Tabela 56.

A.11.1.2 Verificação à compressão

Em primeiro lugar, foi necessário verificar o atendimento das barras em estudo com relação à solicitação por compressão. Assim, foi determinada a força axial de compressão resistente, a partir da consulta ao tópico 5.3 e aos Anexos E e F da norma ABNT NBR 8800:2008.

A.11.1.2.1 Fator Q

Em primeiro lugar, foi avaliado o fator de redução total associado à flambagem local (Q), componente do cálculo a ser realizado. Para tal, foi necessário avaliar as relações entre largura e espessura b/t para os elementos AA e AL da seção adotada para os pilares e, consultando a Tabela F.1 da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, compara-las com as relações limites apresentadas pelo documento normativo.

Como trata-se de um perfil dupla-cantoneira, o perfil da barra enquadra-se no grupo 3 da Tabela F.1 da norma ABNT NBR 8800:2018. Assim, como a seção possui apenas elementos AL, $Q = Q_s$ segundo o tópico F.1.3.a da norma brasileira.

Desta forma, foi primeiramente determinada a relação entre a largura e espessura limite a fim de determinar o procedimento a ser empregado para calcular Q_s . Para tal, foram utilizadas as equações (164) e (165).

$$\frac{b}{t} = \frac{b_n}{t_n} \quad (164)$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (165)$$

Onde:

b_n : tamanho nominal da dupla cantoneira (cm);

t_n : espessura da aba da dupla cantoneira (cm).

Assim, com base neste equacionamento, foi obtida uma relação largura/espessura limite de $(b/t)_{lim} = 12,73$, superior ao valor de $b/t = 10$. Deste modo, segundo o tópico F.1.2 da norma supracitada, $Q = Q_s = 1,0$.

A.11.1.2.2 Força axial de flambagem elástica

Tendo calculado o valor de Q , foi necessário determinar a força axial de flambagem elástica para a barra em análise. Para tal, foi necessário consultar o tópico E.1.2 da norma ABNT NBR 8800:2008.

Assim, para o cálculo de N_e , foram empregadas as equações (166) a (174).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (166)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (167)$$

$$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2 \quad (168)$$

$$N_{ez} = \left(\frac{1}{r_0^2}\right) \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (169)$$

$$N_e = \text{mínimo}\{N_{ex}; N_{ey}; N_{ez}\} \quad (170)$$

$$J = \frac{4b_n t_n^3}{3} \quad (171)$$

$$N_{ez} = \frac{GJ}{r_0^2} \quad (172)$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez} \left(1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right)}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] \quad (173)$$

$$N_e = \text{mínimo}\{N_{ex}; N_{ey}; N_{ez}; N_{eyz}\} \quad (174)$$

Onde:

L_x : comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x (cm);

N_{ex} : força axial de flambagem elástica para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inercia x da seção transversal (kN);

L_y : comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y (cm);

N_{ey} : força axial de flambagem elástica para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inercia y da seção transversal (kN);

r_0 : raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento (cm);

x_0 : coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central x (cm);

y_0 : coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central y (cm);

L_z : comprimento de flambagem por torção (cm);

N_{ez} : força axial de flambagem elástica para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z (kN);

G : módulo de elasticidade transversal do aço, igual a 7.700 kN/cm² segundo o tópico 4.5.2.9 da ABNT NBR 8800:2008;

N_e : força axial de flambagem elástica da seção analisada (kN).

N_{eyz} : força axial de flambagem elástica por flexo-torção (kN).

Os parâmetros utilizados e os resultados obtidos constam na Tabela 60. Cabe destacar que, conforme explicitado no item A.8.2 deste documento, os coeficientes de flambagem por flexão foram adotados iguais a 1,0.

Tabela 60: Cálculo de N_e para as barras 6 e 11.

Parâmetro	Valor
E (kN/cm ²)	20.000
I_x (cm ⁴)	58,00
K_x	1,00
L_x (cm)	102,10
N_{ex} (kN)	1.098,26 kN
I_y (cm ⁴)	134,40
K_y	1,00
L_y (cm)	373,60
N_{ey} (kN)	190,07
b_n (cm)	6,35
t_n (cm)	0,635
J (cm ³)	2,17
r_x (cm)	1,96
r_y (cm)	2,96
x_0 (cm)	0
y_0 (cm)	1,83
r_0^2 (cm ²)	15,95
G (kN/cm ²)	7.700
N_{ez} (kN)	1.047,59
N_{eyz} (kN)	182,03
N_e (kN)	182,03

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.11.1.2.3 Fator χ

Tendo calculado os parâmetros Q e N_e para as barras de interesse, foi consultado o tópico 5.3.3.2 da norma ABNT NBR 8800:2008, a fim de determinar o parâmetro de interesse denominado de fator de redução associado à resistência à compressão (χ). Desta forma, foi obtida a equação (175).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (175)$$

Onde:

λ_0 : índice de esbeltez reduzido.

Assim, foi obtido o valor de $\lambda_0 = 1,45 < 1,5$. De posse deste resultado, foi consultado o tópico 5.3.3.1 do documento normativo, obtendo assim a equação (176).

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (176)$$

Onde:

χ : fator de redução associado à resistência à compressão.

A partir dela, foi obtido um valor de $\chi = 0,414$.

A.11.1.2.4 Força axial de compressão resistente de cálculo

De posse dos parâmetros de cálculo obtidos nos tópicos A.11.1.2.1 a A.11.1.2.3, foi empregada a equação (177), que consta no tópico 5.3.2 da norma supracitada.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (177)$$

Onde:

$N_{c,Rd}$: força axial de compressão resistente de cálculo (kN).

O resultado obtido, em conjunto com as variáveis usadas no cálculo, foi disposto na Tabela 61.

Tabela 61: Cálculo de $N_{c,Rd}$ para as barras 6 e 11.

Parâmetro	Valor
χ	0,414
Q	1,00
A_g (cm ²)	15,34
f_y (kN/cm ²)	25,00
γ_{a1}	1,10
$N_{c,Rd}$ (kN)	144,34

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.11.1.2.5 Força axial de compressão solicitante de cálculo

A seguir, foram consultados os resultados fornecidos pelo relatório do *software* AcadFrame. Assim, foram determinados os esforços atuantes nas barras das treliças da estrutura em estudo. Os resultados obtidos constam na Tabela 62. De posse destes, os esforços máximos atuantes em cada elemento foram determinados por meio da equação (178).

Tabela 62: Esforços axiais nas barras das treliças.¹

Posição	Barras simétricas		Tração	Compressão	Tração	Compressão
Banzo Inferior	6	11	104,47	6,30	42,94	-124,52
	7	12	79,11	23,51	23,51	-100,45
	8	13	66,25	-12,17	21,96	-68,38
	9	14	57,40	-34,36	36,44	-54,79
	10	15	39,99	-44,32	39,99	-44,32
Banzo Superior	17	26	48,88	-84,34	150,62	-36,92
	19	28	-0,16	-176,32	106,13	-2,45
	21	30	-2,45	-125,61	82,95	-19,22
	23	32	17,80	-104,86	61,76	-48,36
	24	33	39,09	-93,22	56,08	-62,91
Diagonais	34	43	78,58	-44,61	46,60	-86,49
	35	42	55,42	-28,93	31,42	-61,97
	36	41	54,46	-22,12	26,62	-59,64
	37	40	40,59	-6,23	12,02	-40,36
	38	39	32,80	-0,19	-0,19	-30,59
Montantes	4	4	0,03	-0,04	0,03	-0,04
	16	31	0,16	-22,33	20,81	0,16
	18	29	22,73	-43,61	27,62	-8,22
	20	27	14,33	-35,31	38,66	-17,24
	22	25	4,22	-27,76	48,77	-24,72

¹: Convenção de sinais adotada como compressão < 0 e tração > 0.

Fonte: Elaborada pelo autor.

$$N_{c,Sd} = \text{máximo}\{|N_{c,Sd,i}|\} \quad (178)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$: esforço normal de compressão máximo atuante entre as barras simétricas de interesse (kN).

Assim, foi determinado que, entre os valores $N_{c,sd,6} = 6,30 \text{ kN}$ e $N_{c,sd,11} = -124,52 \text{ kN}$, o valor crítico quanto à compressão foi $N_{c,sd} = -124,52 \text{ kN}$.

A.11.1.3 Verificação à tração

Na sequência, foi necessário verificar o atendimento das barras em estudo com relação à solicitação por tração. Para tal, foi consultado o item 5.2 do documento normativo ABNT NBR 8800:2008 e, a partir dele, constatou-se a necessidade de verificar os Estados Limites Últimos associados ao escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida para as barras em análise.

A.11.1.3.1 Escoamento da seção bruta

Primeiramente, foi avaliado o ELU escoamento da seção bruta, empregando a equação (179) definida no item 5.2.2.a do documento normativo.

$$N_{t,Rd,y} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (179)$$

Onde:

$N_{t,Rd,y}$: força axial de tração resistente de cálculo associada ao escoamento da seção bruta (kN).

Os parâmetros envolvidos e os resultados de cálculo foram apresentados através da Tabela 63.

Tabela 63: Verificação do ELU escoamento da seção bruta para as barras 6 e 11.

Parâmetro	Valor
f_y (kN/cm ²)	25,00
A_g (cm ²)	15,34
γ_{a1}	1,10
$N_{t,Rd,y}$ (kN)	348,64

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.11.1.3.2 Ruptura da seção líquida

Na sequência, foi verificado o atendimento das barras em estudo para o ELU ruptura da seção líquida. Para tal, foram consultados os tópicos 5.2.2.b e 5.2.3 da norma supracitada, obtendo assim as equações (181) a (183).

Por outro lado, a equação (180) evidencia o intervalo usual de valores apresentado pelo coeficiente de redução da área líquida. Em vista da ausência de informações sobre as ligações a serem implementadas nas barras de treliça do galpão em estudo, foi adotado um valor deste intervalo, igual a $C_t = 0,85$.

$$C_t \in [0,6; 0,9] \quad (180)$$

$$A_n = 0,85A_g \quad (181)$$

$$A_e = A_n C_t \quad (182)$$

$$N_{t,Rd,u} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (183)$$

Onde:

C_t : coeficiente de redução da área líquida.

A_n : área líquida da barra analisada (cm²);

A_e : área líquida efetiva da barra analisada (cm²);

$N_{t,Rd,u}$: força axial de tração resistente de cálculo associada à ruptura da seção líquida (kN).

As variáveis de interesse e o resultado obtido constam na Tabela 64.

Tabela 64: Verificação do ELU ruptura da seção líquida para as barras 6 e 11.

Parâmetro	Valor
C_t	0,85
A_g (cm ²)	15,34
A_n (cm ²)	13,04
A_e (cm ²)	11,08
f_u (kN/cm ²)	40,00
γ_{a2}	1,35
$N_{t,Rd,u}$ (kN)	328,30

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse dos resultados obtidos em A.11.1.3.1 e A.11.1.3.2, foi possível observar que o valor mais crítico da força axial de tração resistente de cálculo foi de $N_{t,Rd} = 328,30 \text{ kN}$.

A.11.1.3.3 Força axial de tração solicitante de cálculo

A seguir, foram consultados os resultados previamente apresentados na Tabela 62. Desta forma, foi observado que, entre os valores $N_{t,Sd,6} = 104,47 \text{ kN}$ e $N_{t,Sd,11} = 42,94 \text{ kN}$, o valor crítico quanto à compressão foi $N_{t,Sd} = 104,47 \text{ kN}$, empregando a equação (184).

$$N_{t,Sd} = \text{máximo}\{N_{t,Sd(\text{barra } x)}; N_{t,Sd(\text{barra } x)}\} \quad (184)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$: esforço normal de tração máximo atuante entre as barras simétricas de interesse (kN).

A.11.1.3.4 Verificações

De posse dos esforços resistentes e solicitantes para as barras em estudo, foram empregadas as equações (185) e (186), descritas nos tópicos 5.3.1 e 5.2.1.2 da norma ABNT NBR 8800:2008, a fim de verificar o atendimento da seção adotada para as barras analisada. Por outro lado, a fim de garantir o atendimento ao tópico 5.3.4.1 da norma supracitada, foi empregada a equação (187).

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (185)$$

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (186)$$

$$\lambda_k = \frac{K_k L_k}{r_k} \leq 200 \quad (187)$$

Onde:

λ_k : índice de esbeltez da seção na direção k ;

K_k : coeficiente de flambagem por flexão na direção k ;

L_k : comprimento destravado na direção k (cm);

r_k : raio de giração da seção na direção k (cm).

Os parâmetros de interesse e as verificações realizadas constam na Tabela 65.

Tabela 65: Verificação das barras 6 e 11.

Parâmetro	Valor
$N_{c,sa}$ (kN)	124,52
$N_{c,Rd}$ (kN)	144,34
$N_{t,sa}$ (kN)	104,47
$N_{t,Rd}$ (kN)	328,3
K_x	1,00
L_x (cm)	102,10
r_x (cm)	1,96
λ_x	52,09
K_y	1,00
L_y (cm)	373,60
r_y (cm)	2,96
λ_y	126,22

Fonte: Elaborada pelo autor.

Desta forma, o perfil adotado para as barras 6 e 11 foi verificado com relação às orientações da ABNT NBR 8800:2008.

A.11.1.5 Cálculo do número de presilhas

Finalmente, a fim de atender ao item 5.3.4.2 da norma supracitada, foi necessário prever presilhas nas barras 6 e 11, a fim de atender à condição apresentada pela equação (188). Para tal, foi utilizada a equação (189).

$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq 0,5 \left(\frac{KL}{r} \right)_{máx} \quad (188)$$

$$n_p \geq \frac{L_x}{\ell} - 1 \quad (189)$$

Onde:

ℓ : comprimento entre presilhas da barra composta analisada (cm);

r_{min} : raio de giração mínimo da seção da barra (cm);

$\left(\frac{KL}{r} \right)_{máx}$: índice de esbeltez máximo da barra composta em análise;

n_p : número de presilhas para a barra analisada.

Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 66.

Tabela 66: Cálculo do número de presilhas para as barras 6 e 11.

Parâmetro	Valor
$\left(\frac{KL}{r}\right)_{máx}$	126,22
r_{min} (cm)	1,24
ℓ (cm)	78,25
L_x (cm)	102,10
n_p	0,305
n_p	1

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.11.2 Dimensionamento das demais barras

Repetindo estes procedimentos, foram obtidos os resultados que constam nas Tabelas 67 e 68. A partir desses resultados, foi possível resumir os perfis a seguir.

- Banzo inferior: $2L\ 2\ 1/2'' \times 1/4'', t = 5/16''$;
- Banzo superior: $2L\ 3'' \times 1/4'', t = 5/16''$;
- Banzos inferiores: $2L\ 2'' \times 1/4'', t = 5/16''$;
- Montantes: $2L\ 1\ 3/4'' \times 1/8'', t = 5/16''$.

Tabela 67: Dimensionamento das barras das treliças.

Perfil	Tipo	Barras Similares		$N_{sd} (+)$ (kN)	$N_{sd} (-)$ (kN)	$K_x L_x$ (cm)	$K_y L_y$ (cm)	A_g (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	r_x (cm)	y_0 (cm)	r_y (cm)	t (cm)	b (cm)	r_{min} (cm)	$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$	$\left(\frac{b}{t}\right)_{max}$	$\frac{b}{t}$	Q
2,5x1/4	Banzo Inferior	6	11	104	125	102,1	373,6	15,34	58	134,4	1,96	1,83	2,96	0,64	6,35	1,24	12,73	25,74	10,00	1,000
		7	12	79	100	102,1	373,6	15,34	58	134,4	1,96	1,83	2,96	0,64	6,35	1,24	12,73	25,74	10,00	1,000
		8	13	66	68	169,4	373,6	15,34	58	134,4	1,96	1,83	2,96	0,64	6,35	1,24	12,73	25,74	10,00	1,000
		9	14	57	55	169,4	357,6	15,34	58	134,4	1,96	1,83	2,96	0,64	6,35	1,24	12,73	25,74	10,00	1,000
		10	15	40	44	188,2	357,6	15,34	58	134,4	1,96	1,83	2,96	0,64	6,35	1,24	12,73	25,74	10,00	1,000
3x1/4	Banzo Superior	19	26	151	176	102,5	375	18,58	100	218,6	2,36	2,13	3,43	0,64	7,62	1,5	12,73	25,74	12,00	1,000
		21	28	106	126	102,5	375	18,58	100	218,6	2,36	2,13	3,43	0,64	7,62	1,5	12,73	25,74	12,00	1,000
		23	30	83	105	170	375	18,58	100	218,6	2,36	2,13	3,43	0,64	7,62	1,5	12,73	25,74	12,00	1,000
		24	32	62	93	170	358,6	18,58	100	218,6	2,36	2,13	3,43	0,64	7,62	1,5	12,73	25,74	12,00	1,000
		17	33	56	84	188,6	358,6	18,58	100	218,6	2,36	2,13	3,43	0,64	7,62	1,5	12,73	25,74	12,00	1,000
2x1/4	Diagonais	34	43	79	86	156,9	156,9	12,12	29,2	72,8	1,55	1,5	2,45	0,64	5,08	0,99	12,73	25,74	8,00	1,000
		35	42	55	62	163,9	163,9	12,12	29,2	72,8	1,55	1,5	2,45	0,64	5,08	0,99	12,73	25,74	8,00	1,000
		36	41	54	60	221,8	221,8	12,12	29,2	72,8	1,55	1,5	2,45	0,64	5,08	0,99	12,73	25,74	8,00	1,000
		37	40	41	40	231,8	231,8	12,12	29,2	72,8	1,55	1,5	2,45	0,64	5,08	0,99	12,73	25,74	8,00	1,000
		38	39	33	31	257	257	12,12	29,2	72,8	1,55	1,5	2,45	0,64	5,08	0,99	12,73	25,74	8,00	1,000
1,75x1/8	Montantes	18	25	49	44	119,1	119,1	5,42	10,45	24,8	1,4	1,22	2,14	0,32	4,445	0,89	12,73	25,74	14,00	0,964
		20	27	39	35	128,2	128,2	5,42	10,45	24,8	1,4	1,22	2,14	0,32	4,445	0,89	12,73	25,74	14,00	0,964
		22	29	28	28	143,2	143,2	5,42	10,45	24,8	1,4	1,22	2,14	0,32	4,445	0,89	12,73	25,74	14,00	0,964
		16	31	21	22	158,3	158,3	5,42	10,45	24,8	1,4	1,22	2,14	0,32	4,445	0,89	12,73	25,74	14,00	0,964
		4	4	0	0	175	175	5,42	10,45	24,8	1,4	1,22	2,14	0,32	4,445	0,89	12,73	25,74	14,00	0,964

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 68: Dimensionamento das barras da treliça (Cont.).

Perfil	Tipo	r_0^2 (cm ²)	J (cm ⁴)	N_{ex} (kN)	N_{ey} (kN)	N_{ez} (kN)	N_{eyz} (kN)	N_e (kN)	λ_0	χ	$N_{c,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}}$	$N_{t,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}}$	$\left(\frac{KL}{r}\right)_{máx}$	ℓ	Nº de presilhas	λ_x	λ_y
2,5x1/4	Banzo Inferior	15,95	2,17	1098,3	190,1	1046,4	182,0	182,0	1,45	0,414	144,35	0,86	328,39	0,32	126,22	78,25	1	52,09	126,22
		15,95	2,17	1098,3	190,1	1046,4	182,0	182,0	1,45	0,414	144,35	0,70	328,39	0,24	126,22	78,25	1	52,09	126,22
		15,95	2,17	399,0	190,1	1046,4	182,0	182,0	1,45	0,414	144,35	0,47	328,39	0,20	126,22	78,25	2	86,43	126,22
		15,95	2,17	399,0	207,5	1046,4	197,8	197,8	1,39	0,444	154,85	0,35	328,39	0,17	120,81	74,90	2	86,43	120,81
		15,95	2,17	323,2	207,5	1046,4	197,8	197,8	1,39	0,444	154,85	0,29	328,39	0,12	120,81	74,90	2	96,02	120,81
3x1/4	Banzo Superior	21,87	2,60	1878,8	306,8	915,9	281,0	281,0	1,29	0,501	211,42	0,83	397,75	0,38	109,33	82,00	1	43,43	109,33
		21,87	2,60	1878,8	306,8	915,9	281,0	281,0	1,29	0,501	211,42	0,59	397,75	0,27	109,33	82,00	1	43,43	109,33
		21,87	2,60	683,0	306,8	915,9	281,0	281,0	1,29	0,501	211,42	0,50	397,75	0,21	109,33	82,00	2	72,03	109,33
		21,87	2,60	683,0	335,5	915,9	304,2	304,2	1,24	0,528	222,84	0,42	397,75	0,16	104,55	78,41	2	72,03	104,55
		21,87	2,60	554,9	335,5	915,9	304,2	304,2	1,24	0,528	222,84	0,38	397,75	0,14	104,55	78,41	2	79,92	104,55
2x1/4	Diagonais	10,66	1,73	234,1	583,3	1253,3	509,6	234,1	1,14	0,582	160,26	0,54	259,46	0,30	101,23	50,11	3	101,23	64,04
		10,66	1,73	214,6	534,6	1253,3	473,8	214,6	1,19	0,55	152,53	0,41	259,46	0,21	105,74	52,34	3	105,74	66,90
		10,66	1,73	117,2	291,9	1253,3	275,5	117,2	1,61	0,34	93,41	0,64	259,46	0,21	143,10	70,83	3	143,10	90,53
		10,66	1,73	107,3	267,3	1253,3	253,7	107,3	1,68	0,31	85,52	0,47	259,46	0,16	149,55	74,03	3	149,55	94,61
		10,66	1,73	87,3	217,4	1253,3	208,6	87,3	1,86	0,25	69,58	0,44	259,46	0,13	165,81	82,07	3	165,81	104,90
1,75x1/8	Montantes	8,03	0,19	145,4	345,4	181,9	157,5	145,4	0,95	0,69	81,53	0,53	116,03	0,42	85,07	37,86	3	85,07	55,65
		8,03	0,19	125,5	298,1	181,9	152,4	125,5	1,02	0,65	76,81	0,46	116,03	0,33	91,57	40,75	3	91,57	59,91
		8,03	0,19	100,6	238,9	181,9	142,7	100,6	1,14	0,58	68,95	0,40	116,03	0,24	102,29	45,52	3	102,29	66,92
		8,03	0,19	82,3	195,5	181,9	131,6	82,3	1,26	0,51	116,03	0,33	116,03	0,18	113,07	50,32	3	113,07	73,97
		8,03	0,19	67,4	160,0	181,9	118,7	67,4	1,39	0,44	52,73	0,00	116,03	0,00	125,00	55,63	3	125,00	81,78

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.12 DIMENSIONAMENTO DO CONTRAVENTAMENTO

Tendo dimensionado e verificado as barras das treliças, foi discutido o sistema de contraventamento a ser empregado para o galpão industrial em estudo. Assim, foi necessário realizar o seu dimensionamento, com base nas adoções típicas em sistemas de contraventamento e no critério de esbeltez. Desta forma foram indicadas as seções a serem empregadas no contraventamento da estrutura.

A.12.1 Plano do banzo superior

Para o plano do banzo superior das treliças de cobertura, o sistema de contraventamento foi composto pelas terças e pelos tirantes. Os tirantes que efetuam o contraventamento das terças foram adotados como tendo seção $\phi = 19 \text{ mm}$, conforme tipicamente implementado a partir da experiência prática. Já os tirantes, cuja função foi reduzir os vãos das longarinas, foram especificados como de $\phi = 16 \text{ mm}$.

Por outro lado, a fim de conter lateralmente as terças e longarinas, foi necessário indicar um perfil a ser empregado. Assim, foram consideradas as equações (190) e (191), que definem o critério de esbeltez a ser atendido por estes elementos.

$$\lambda_1 = \frac{a_{terças}}{r_{min}} \leq 200 \quad (190)$$

$$\lambda_2 = \frac{a_{long}}{r_{min}} \leq 200 \quad (191)$$

Onde:

λ_1 : índice de esbeltez do perfil adotado para o contraventamento das terças;

λ_2 : índice de esbeltez do perfil adotado para o contraventamento das longarinas.

Assim, adotando o perfil $L 1 \frac{3}{4}'' \times 1 \frac{1}{8}''$, com $r_{min} = 0,89 \text{ cm}$, a verificação realizada foi apresentada através da Tabela 69.

Tabela 69: Verificação do perfil adotado para o contraventamento das terças e longarinas.

Parâmetro	Valor
$a_{terças}$ (cm)	170
r_{min} (cm)	0,89
λ_1	191,01
a_{long} (cm)	175
λ_2	196,63

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.12.2 Plano do banzo inferior

No caso do plano do banzo inferior, o contraventamento foi garantido por meio de barras comprimidas e tirantes. Para as barras análogas às terças e para as diagonais adotou-se a seção com $\phi = 19\text{ mm}$, sendo este o caso típico.

Por outro lado, as barras que servem de suporte para o sistema de contraventamento foram dimensionadas com base no critério de esbeltez, conforme evidenciado pela equação (192).

$$\lambda_3 = \frac{L}{r_{min}} < 200 \quad (192)$$

Onde:

λ_3 : índice de esbeltez do perfil adotado para as barras de suporte do sistema de contraventamento.

Desta forma, adotando o perfil $2L\ 4'' \times 1/4''$, com $r_{min} = 4,2\text{ cm}$, temos os resultados apresentados por meio da Tabela 70.

Tabela 70: Verificação do perfil adotado para o contraventamento do sistema de contraventamento.

Parâmetro	Valor
L (cm)	750,00
r_{min} (cm)	4,20
λ_3	178,57

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.13 VERIFICAÇÃO DO PESO TOTAL DA ESTRUTURA

Na sequência, de posse dos perfis adotados ao longo do projeto, ou seja, das terças, longarinas, pilares, treliças e barras de contraventamento, foi possível verificar os carregamentos adotados para o peso próprio da estrutura.

Assim, com base em catálogos técnicos, nas adoções realizadas e nos desenhos dispostos no Apêndice A.1, foi determinada a contribuição do peso próprio para o telhado e as faces laterais do galpão projetado. Os resultados obtidos constam na Tabela 71.

Tabela 71: Cálculo do peso total da estrutura.

Região	Tipo	Seção	Comprimento por treliça (cm)	Comprimento total (cm)	Massa Linear (kg/m)	Peso (kN)
Telhado	Banzo Inferior	2L 2,5 x 1/4	1.462,4	8.774,4	12,20	10,50
	Banzo Superior	2L 3 x 1/4	1.467,2	8.803,2	14,58	12,59
	Diagonais	2L 2 x 1/4	2.110,0	12.660,0	9,48	11,77
	Montantes	2L 1,75 x 1/8	1.664,4	9.986,4	4,28	4,19
	Terças	U 152 x 12,2	-	37.500,0	12,2	44,88
	Contraventamento	ϕ 19 mm	-	38.050,0	2,24	8,36
		ϕ 16 mm	-	10.200,0	1,56	1,56
		L 44 x 3,2	-	3.400,0	2,14	0,71
		2L 100 x 6,3	-	7.500,0	19,62	14,44
	ΣG_i (kN)	-	-	-	-	109,01
Faces Laterais	Pilar	VS 600 x 81	1.130,0	6.780,0	81	53,87
	Longarinas	U 152 x 15,62	-	22.500,0	15,62	34,48
	Contraventamento	2L 100 x 6,3	-	9.909,8	19,62	19,07
		2L 100 x 6,3	-	11.250,0	19,62	21,65
		ϕ 16 mm	-	7.000,0	1,56	1,07
		L 44x3,2	-	1.750,0	2,14	0,37
	ΣG_i (kN)	-	-	-	-	130,52

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse dos valores de comprimentos, foi possível obter os carregamentos associados ao peso da estrutura. Assim, dividindo o carregamento total do telhado pela sua área e das faces laterais pela área lateral, ou seja, empregando as equações (193) a (196), foram obtidos os valores dispostos na Tabela 72.

$$A_{telhado} = (nL)L_{treliça} \quad (193)$$

$$A_{laterais} = (nL)H_{pilar} \quad (194)$$

$$g_{telhado} = \frac{\sum G_{i,telhado}}{A_{telhado}} \quad (195)$$

$$g_{laterais} = \frac{\sum G_{i,laterais}}{A_{laterais}} \quad (196)$$

Onde:

$A_{telhado}$: projeção horizontal do telhado da estrutura em estudo (m²);

$A_{laterais}$: projeção vertical de cada lateral do edifício (m²);

$g_{telhado}$: carregamento distribuído associado ao peso próprio dos elementos estruturais componentes do telhado (kN/m²);

$\sum G_{i,telhado}$: somatório dos pesos próprios associados a cada tipo elemento estrutural i presente no telhado (kN);

$g_{laterais}$: carregamento distribuído associado ao peso próprio dos elementos estruturais componentes de cada lateral da edificação (kN/m²);

$\sum G_{i,laterais}$: somatório dos pesos próprios associados a cada tipo elemento estrutural i presente em cada lateral (kN).

Tabela 72: Cálculo do peso total da estrutura do telhado e das laterais.

Parâmetro	Valor
nL (m)	37,50
$L_{treliça}$ (m)	14,62
$A_{telhado}$ (m ²)	548,25
$\sum G_{i,telhado}$ (kN)	109,01
$g_{telhado}$ (kN/m ²)	0,20
H_{pilar} (m)	11,30
$A_{lateral}$ (m ²)	423,75
$\sum G_{i,laterais}$ (kN)	130,51
$g_{laterais}$ (kN/m ²)	0,31

Fonte: Elaborada pelo autor.

Desta forma, comparando estes resultados com os valores previamente adotados, iguais a $g_{telhado} = 0,15 \text{ kN/m}^2$ e $g_{laterais} = 0,20 \text{ kN/m}^2$, constatou-se que o dimensionamento foi realizado com valores suficientemente próximos dos efetivos.

A.14 PROJETO DAS LIGAÇÕES DA COBERTURA

Finalmente, considerando os objetivos do presente documento, foi necessário conceber e verificar as ligações a serem implementadas na cobertura do galpão em estudo. Desta forma, foram consideradas as ligações presentes entre as treliças e os pilares, nos nós das treliças, nas emendas das barras das treliças e entre as terças e os banzos superiores. O detalhamento considerado no decorrer deste tópico consta no Apêndice A.2.

Cabe destacar que, a fim de atender às diretrizes apresentadas no item 6.1.11.1c da ABNT NBR 8800:2008, as ligações consideradas no presente documento foram todas compostas por parafusos de alta resistência com protensão inicial e soldas de filete.

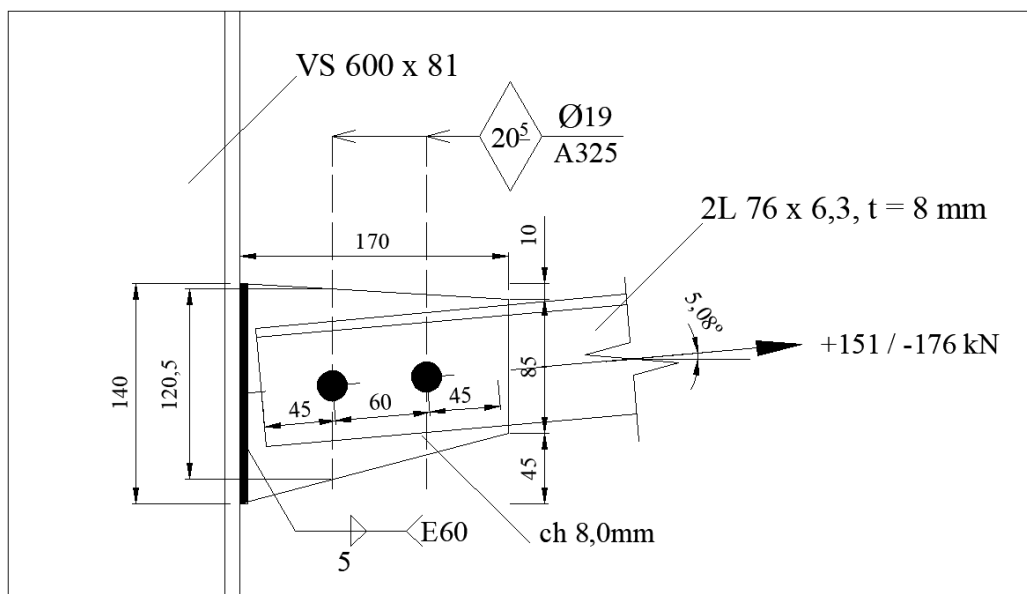
A.14.1 Ligação entre treliças e pilares

A primeira ligação analisada foi a presente entre as treliças e os pilares. No projeto em estudo, houve a necessidade de projetar 2 tipos destas ligações: entre o banzo inferior e o pilar e entre o banzo superior e o pilar. Cabe destacar que, para todas as ligações discutidas neste documento, foi considerada a simetria apresentada pela estrutura.

A.14.1.1 Dados iniciais

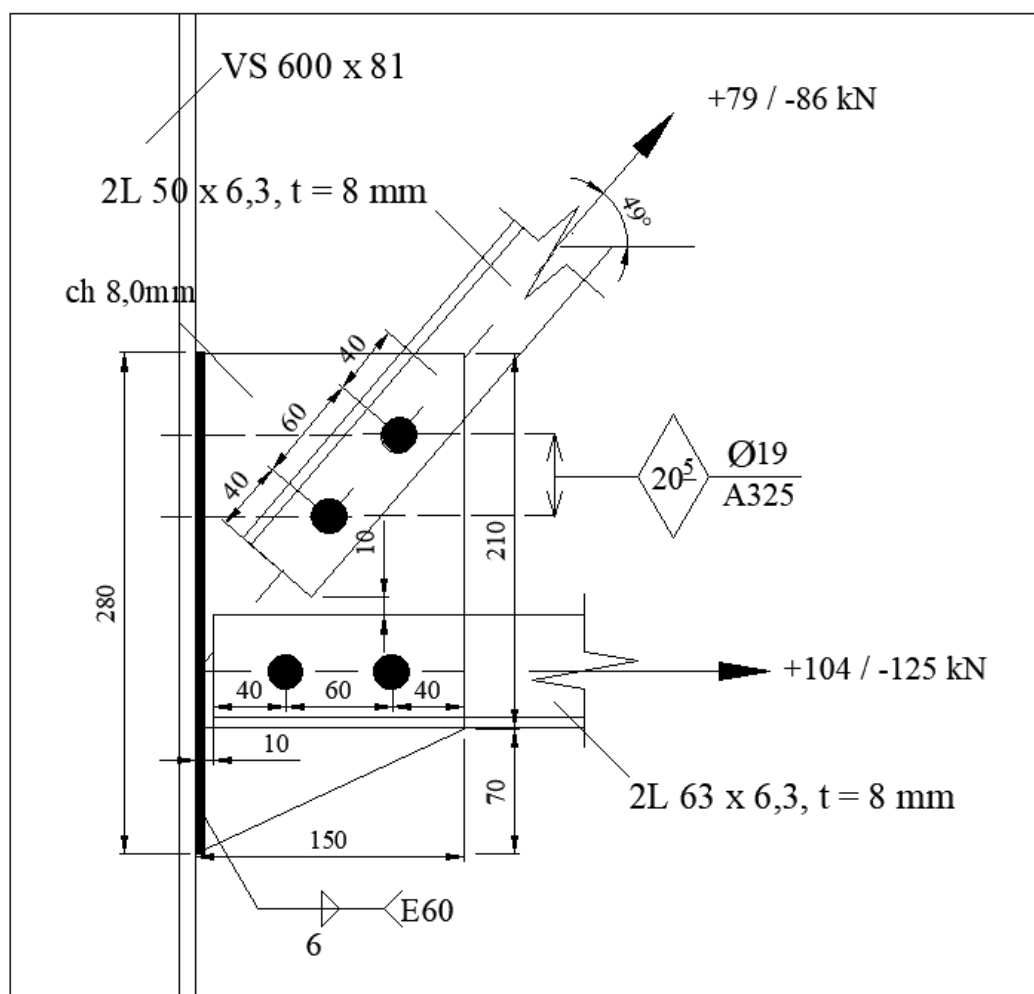
Em primeiro lugar, foi necessário conceber cada tipo com relação aos mecanismos de ligação a serem empregados, às dimensões dos elementos adotados e às propriedades dos materiais considerados. Assim, as ligações entre treliças e pilares adotadas foram apresentadas através das Figuras 22 e 23, enquanto os parâmetros de cálculo a serem considerados constam na Tabela 73.

Figura 22: Ligação adotada entre os banzos superiores e os pilares (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 23: Ligação adotada entre os banzos inferiores e os pilares (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 73: Dados iniciais referentes às ligações entre os pilares e as treliças.

Parâmetro	BS – P	BI – P
Aço das barras e chapas	ASTM A36	
f_y (kN/cm ²)	25	
f_u (kN/cm ²)	40	
Aço dos parafusos	ASTM A325	
f_{ub} (kN/cm ²)	82,5	
d_b (mm)	19	
Tipo de furo	Padrão	
Tipo de ligação parafusada	Por contato	
Eletrodos	Classe 60	
f_w (kN/cm ²)	41,5	
d_w (mm)	6,0	5,0
$n_{parafusos}$	2	
t_{chapa} (mm)	8,0	

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.1.2 Partes parafusadas

De posse destes parâmetros iniciais, foi realizado o dimensionamento da parte parafusada das ligações. Com este fim, foi necessário calcular a força de protensão para cada parafuso, assim como verificar os ELU correspondentes a ligações por contato: cisalhamento dos parafusos (CP), pressão de contato em furos (PCF) e colapso por rasgamento (CR).

A.14.1.2.1 Cálculo da força de protensão por parafuso

Primeiramente, foi calculada a força de protensão a ser aplicada em cada parafuso a fim de atender às orientações dispostas nos tópicos 6.1.11 e 6.7.4.1 da norma ABNT NBR 8800:2008. Com esta finalidade, foram empregadas as equações (156), (197) e (198).

$$A_{b,efe} = 0,75A_b \quad (197)$$

$$F_{Tb} = 0,7A_{b,efe}f_{ub} \quad (198)$$

Onde:

$A_{b,efe}$: área efetiva do parafuso (cm²);

F_{Tb} : força de protensão mínima por parafuso (kN);

f_{ub} : resistência à ruptura do material do parafuso (kN/cm²);

Com base neste equacionamento, foi construída a Tabela 74. Cabe destacar que, como os parâmetros de cálculo foram iguais, ambas ligações tiveram o mesmo cálculo para F_{Tb} .

Tabela 74: Cálculo de F_{Tb} para as ligações entre pilares e banzos.

Parâmetro	Valor
d_b (cm)	1,90
A_b (cm ²)	2,84
$A_{b,efe}$ (cm ²)	2,13
f_{ub} (kN/cm ²)	82,50
F_{Tb} (kN)	122,80

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.1.2.2 Cálculo da solicitação das ligações

A seguir, foram calculadas as solicitações a serem consideradas para as ligações em estudo, conforme orientado no tópico 6.1.5 da ABNT NBR 8800:2008. Assim, como foi proposta uma disposição espacial para os parafusos a serem empregados, ao contrário do ocorrido anteriormente no tópico A.13.1.3.2 do presente documento, foi possível calcular o fator de redução para as barras ligadas por estes. Isto foi feito por meio da equação (199), conforme descrito no tópico 5.2.5.c do documento normativo. A seguir, a fim de determinar a força axial de tração resistente de cálculo das barras ligadas por parafusos, foram usadas as equações (200) a (202), (178) e (180) a (182).

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c} \quad (199)$$

$$d_h = d_b + 1,5 \text{ mm} \quad (200)$$

$$d_e = d_h + 2 \text{ mm} \quad (201)$$

$$A_n = A_g - n_{parafusos} d_e t_f \quad (202)$$

Onde:

d_h : diâmetro do furo (mm);

d_b : diâmetro do parafuso (mm);

d_e : diâmetro efetivo do furo (mm);

$n_{parafusos}$: número de parafusos empregados na ligação de barra analisada;

t_f : espessura da aba da barra em dupla cantoneira (cm);

e_c : excentricidade da ligação, igual ao valor de y tabelado no caso dos perfis em dupla cantoneira (cm);

ℓ_c : comprimento efetivo da ligação (cm).

De posse da força axial de tração resistente de cálculo, foi possível determinar a solicitação a ser considerada nas ligações a partir das equações (203) e (204).

$$N_{t,Sd,efe} = \text{máximo}\left\{45 \text{ kN}; \frac{N_{t,Rd}}{2}; N_{t,Sd}\right\} \quad (203)$$

$$N_{c,Sd,efe} = \text{máximo}\left\{45 \text{ kN}; \frac{N_{c,Rd}}{2}; N_{c,Sd}\right\} \quad (204)$$

Onde:

$N_{t,Sd,efe}$: esforço normal de tração solicitante de cálculo efetivo na ligação (kN);

$N_{t,Rd}$: esforço normal de tração resistente de cálculo na ligação (kN);

$N_{t,Sd}$: esforço normal de tração solicitante de cálculo na ligação (kN);

$N_{c,Sd,efe}$: esforço normal de compressão solicitante de cálculo efetivo na ligação (kN);

$N_{c,Rd}$: esforço normal de compressão resistente de cálculo na ligação (kN);

$N_{c,Sd}$: esforço normal de compressão solicitante de cálculo na ligação (kN).

Os parâmetros empregados e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 75. Cabe destacar que, para obter os valores de $N_{c,Rd}$, foi consultada a Tabela 68.

Tabela 75: Cálculo de N_{sd} para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS – P	BI – P	
Barra	BS	BI	D
(Número)	(19 e 26)	(6 e 11)	(34 e 43)
γ_{a1}	1,10		1,10
γ_{a2}	1,35		1,35
A_g (cm²)	18,58	15,34	12,12
d_e (mm)	22,5		22,5
t_f (mm)	6,3		6,3
A_n (cm²)	15,745	12,505	9,285
ℓ_c (cm)	6,0		6,0
e_c (cm)	2,13	1,83	1,5
C_t	0,65	0,70	0,75
A_e (cm²)	10,16	8,69	6,96
$N_{t,Rd,esc}$ (kN)	422,27'	348,64	275,45
$N_{t,Rd,rup}$ (kN)	300,90	257,51	206,33
$N_{t,Rd}$ (kN)	300,90	257,51	206,33
$N_{t,Sd}$ (kN)	151,00	104,00	79,00
$N_{t,Sd,efe}$ (kN)	151,00	128,76	103,17
$N_{c,Rd}$ (kN)	211,42	144,35	150,33
$N_{c,Sd}$ (kN)	176,00	125,00	86,00
$N_{c,Sd,efe}$ (kN)	176,00	125,00	86,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, tendo obtido as solicitações a considerar associadas à compressão e à tração das barras, foram realizadas as verificações dos ELU aplicáveis para as ligações em estudo. Para tal, foi considerada a Tabela 76, na qual foram dispostos os tipos de esforço a considerar para cada verificação e os valores adotados para cada barra.

Tabela 76: N_{sd} a considerar para as ligações entre os banzos e os pilares.

ELU	Tipo de esforço		N_{sd} (kN)		
	Tração	Compressão	BS (19 e 26)	BI (6 e 11)	D (34 e 43)
Cisalhamento do parafuso	Aplicável	Aplicável	176,00	128,76	103,17
Esmagamento da parede do furo	Aplicável	Aplicável	176,00	128,76	103,17
Rasgamento entre furo e borda	Aplicável	Não aplicável	151,00	128,76	103,17
Rasgamento entre furos	Aplicável	Não aplicável	151,00	128,76	103,17
Colapso por rasgamento	Aplicável	Não Aplicável	151,00	128,76	103,17

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.1.2.3 ELU - Cisalhamento dos parafusos

Tendo determinado as solicitações a serem consideradas para as ligações em estudo, foi verificado o ELU associado ao cisalhamento dos parafusos. Para tal, foi consultado o item 6.3.3.2 da ABNT NBR 8800:2008, a partir do qual foram obtidas as equações (205) e (206). Cabe destacar que, a favor da segurança, foi considerado o caso mais conservador para o cálculo de $F_{v,Rd}$, ou seja, que o plano de corte passa pela rosca.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4A_b f_{ub} n_s}{\gamma_{a2}} \quad (205)$$

$$F_{v,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_{parafusos}} \leq F_{v,Rd} \quad (206)$$

Onde:

$F_{v,Rd}$: força de cisalhamento resistente de cálculo no parafuso (kN/parafuso);

$F_{v,Sd}$: força de cisalhamento solicitante de cálculo no parafuso (kN/parafuso).

Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 77.

Tabela 77: Verificação do ELU - CP para as ligações entre pilares e banzos.

Parâmetro	BS - P	BI - P	D - P
d_b (cm ²)	19	19	19
A_b (cm ²)	2,84	2,84	2,84
f_{ub} (kN/cm ²)	82,5	82,5	82,5
n_s	2	2	2
γ_{a2}	1,35	1,35	1,35
$F_{v,Rd}$ (kN/parafuso)	138,61	138,61	138,61
$n_{parafusos}$	2	2	2
N_{Sd} (kN)	176,00	128,76	103,17
$F_{v,Sd}$ (kN/parafuso)	88,00	64,38	51,58

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, foi constatado o atendimento das ligações à verificação ao cisalhamento.

A.14.1.2.4 ELU - Pressão de contato em furos

Na sequência, foi verificado o ELU associado à pressão de contato em furos, conforme definido no tópico 6.3.3.3 do documento normativo. Para tal, foi empregado o equacionamento composto pelas equações (207) a (213).

$$\ell_{f1} = e_{min} - \frac{d_b}{2} \quad (207)$$

$$\ell_{f2} = s_{min} - d_b \quad (208)$$

$$t = \text{mínimo}\{t_{chapa}; 2t_f\} \quad (209)$$

$$F_{c,Rdi,ras} = \frac{1,2\ell_{fi}t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (210)$$

$$F_{c,Rdi,esm} = \frac{2,4d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (211)$$

$$F_{c,Rdi} = \text{mínimo}\{F_{c,Rdi,ras}; F_{c,Rdi,esm}\} \quad (212)$$

$$F_{c,Rd} = \text{mínimo}\{F_{c,Rdi}\} \quad (213)$$

Onde:

ℓ_{f1} : distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda livre (cm);

e_{min} : distância mínima, na direção da força, entre o centro do furo e a borda livre (cm);

ℓ_{f2} : distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente (cm);

s_{min} : distância mínima, na direção da força, entre o centro do furo e o centro do furo adjacente (cm);

t : espessura do elemento crítico da ligação (cm);

t_{chapa} : espessura da chapa de ligação (cm);

$F_{c,Rdi,ras}$: força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo associada ao rasgamento da região de comprimento ℓ_{fi} (kN/parafuso);

$F_{c,Rdi,esm}$: força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo associada ao esmagamento da região de comprimento ℓ_{fi} (kN/parafuso);

$F_{c,Rdi}$: força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo associada à região de comprimento ℓ_{fi} (kN/parafuso);

$F_{c,Rd}$: força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo para a ligação analisada (kN/parafuso).

Os parâmetros empregados e os resultados obtidos constam na Tabela 78.

Tabela 78: Verificação do ELU – PCF para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI - P	D - P
e_{min} (cm)	4,5	4,0	4,0
ℓ_{f1} (cm)	3,55	2,98	2,98
s_{min} (m)	6,0	6,0	6,0
ℓ_{f2} (cm)	4,1	3,95	3,95
t_{chapa} (mm)	8,0	8,0	8,0
t_f (mm)	6,3	6,3	6,3
t (cm) ¹	0,8	0,8	0,8
$F_{c,Rd1,ras}$ (kN/parafuso)	100,98	84,62	84,62
$F_{c,Rd1,esm}$ (kN/parafuso)	108,09	108,09	108,09
$F_{c,Rd1}$ (kN/parafuso)	100,98	84,62	84,62
$F_{c,Rd2,ras}$ (kN/parafuso)	116,62	112,36	112,36
$F_{c,Rd2,esm}$ (kN/parafuso)	108,09	108,09	108,09
$F_{c,Rd2}$ (kN/parafuso)	108,09	108,09	108,09
$F_{c,Rd}$ (kN/parafuso)	100,98	84,62	84,62
N_{Sd} ² (kN)	151,00	128,76	103,17
$F_{v,Sd}$ (kN/parafuso)	75,50	64,38	51,58

¹: Por simplificação, foi adotado que o espaçamento entre furo e borda, tanto para as cantoneiras como a chapa de ligação, seria igual ao menor valor entre elas. Assim, foi apenas necessário verificar o elemento solicitado de menor espessura.

²: Como a solicitação mais crítica foi a de rasgamento entre furo e borda, foi considerada a solicitação para este ELU.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, foi constatado o atendimento das ligações à verificação referente ao ELU de pressão de contato em furos.

A.14.1.2.5 ELU - Colapso por rasgamento

A seguir, foi necessário verificar o colapso por rasgamento, também conhecido como *block shear*, para as barras sendo ligadas por parafusos. Com este fim, foi empregada a Tabela 79, que apresenta os gabaritos de furação, ou seja, a medida que define a posição onde os furos foram considerados, para diversos tipos de perfis em cantoneira.

Tabela 79: Gabarito de furação para duplas cantoneira da série americana.

b_f (mm)	203	178	152	127	102	89	76	64	51	44	38
a_{dupcan} (mm)	114	102	90	76	64	50	44	35	28	25	22
$d_{b,max}$ (mm)	25	25	22	22	22	22	22	19	16	13	13

Fonte: Elaborada pelo autor.

Desta forma, como as barras em estudo possuem valores de b_f iguais a 76 mm, para o banzo superior, 64 mm, para o banzo inferior, e 50 mm, para as diagonais, os gabaritos de furação considerados foram de 44 mm, 35 mm e 28 mm respectivamente. Além disso, foi constatado que o diâmetro dos parafusos adotados foi condizente com o máximo definido pela tabela.

O próximo passo foi determinar as áreas efetivas das barras ligadas por parafusos. Para tal, foi consultado o tópico 6.5.6 da norma ABNT NBR 8800:2008. Assim, foram deduzidas e incorporadas as equações (214) a (219). Os resultados obtidos, além dos parâmetros envolvidos nos cálculos, constam na Tabela 80.

$$A_{gv,dupcan} = 2t_f(e_{min} + s_{min}) \quad (214)$$

$$A_{nv,dupcan} = A_{gv,dupcan} - 2t_f(1,5d_h) \quad (215)$$

$$A_{nt,dupcan} = 2t_f\left(a_{dupcan} - \frac{d_h}{2}\right) \quad (216)$$

$$F_{r,Rd,rup} = \frac{0,6f_u A_{nv} + C_{ts} f_u A_{nt}}{\gamma_{a2}} \quad (217)$$

$$F_{r,Rd,esc} = \frac{0,6f_y A_{gv} + C_{ts} f_u A_{nt}}{\gamma_{a2}} \quad (218)$$

$$F_{r,Rd} = \text{mínimo}\{F_{r,Rd,ras}; F_{r,Rd,esm}\} \quad (219)$$

Onde:

$A_{gv,dupcan}$: área bruta cisalhada da dupla cantoneira (cm²)

$A_{nv,dupcan}$: área efetiva cisalhada da dupla cantoneira (cm²)

$A_{nt,dupcan}$: área efetiva tracionada da dupla cantoneira (cm²)

a_{dupcan} : gabarito de furação da dupla cantoneira (cm);

$F_{r,Rd,rup}$: força axial de rasgamento resistente de cálculo associada à ruptura (kN);

C_{ts} : coeficiente de rasgamento, igual a 1,00 segundo o tópico 6.5.6 da norma ABNT NBR 8800:2008 considerando tensão de tração uniforme na área líquida;

$F_{r,Rd,esc}$: força axial de rasgamento resistente de cálculo associada ao escoamento (kN).

Tabela 80: Verificação do ELU – CR para as barras das ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI - P	D - P
t_f (cm)	6,3	6,3	6,3
e_{min} (cm)	4,5	4,0	4,0
s_{min} (cm)	6,0	6,0	6,0
$A_{gv,dupcan}$ (cm ²)	20,16	20,16	13,23
d_h (cm)	20,5	20,5	20,5
$A_{nv,dupcan}$ (cm ²)	13,7025	13,7025	10,26
a_{dupcan} (cm)	3,5	2,8	4,4
$A_{nt,dupcan}$ (cm ²)	3,1185	2,2365	4,554
C_{ts}	1	1	1
f_u (kN/cm ²)	40	40	40
γ_{a2}	1,35	1,35	1,35
$F_{r,Rd,rup}$ (kN)	336,00	309,87	317,33
$F_{r,Rd,esc}$ (kN)	316,40	290,27	281,93
$F_{r,Rd}$ (kN)	316,40	290,27	281,93
N_{sd} (kN)	151,00	128,76	103,17

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando os resultados obtidos, foi possível constatar o atendimento das ligações ao ELU em análise.

Por outro lado, o colapso por rasgamento foi verificado para as chapas de ligação. Para tal, foi empregado um equacionamento similar ao previamente apresentado, com a diferença de substituir as equações (214) a (216) por (220) a (222).

$$A_{gv,chapa} = t_{chapa}(e_{min} + s_{min}) \quad (220)$$

$$A_{nv,chapa} = A_{gv,chapa} - 1,5d_h t_{chapa} \quad (221)$$

$$A_{nt,chapa} = t_{chapa} \left(a_{chapa} - \frac{d_h}{2} \right) \quad (222)$$

Onde:

$A_{gv,chapa}$: área bruta cisalhada da chapa de ligação (cm²);

$A_{nv,chapa}$: área efetiva cisalhada da chapa de ligação (cm²);

$A_{nt,chapa}$: área efetiva tracionada da chapa de ligação (cm²);

a_{chapa} : gabarito de furação da chapa de ligação (cm).

A verificação foi realizada conforme apresentado na Tabela 81. Cabe destacar que, como a chapa empregada na ligação entre o banzo inferior e o pilar possui duas barras parafusadas a ela, a solicitação considerada foi a maior entre as atuantes nelas.

Tabela 81: Verificação do ELU – CR para as chapas parafusadas das ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI + D - P
t_{chapa} (cm)		8,0
e_{min} (cm)	4,5	4,0
s_{min} (cm)		6,0
$A_{gv,chapa}$ (cm ²)	8,40	12,80
d_h (cm)		20,5
$A_{nv,chapa}$ (cm ²)	6,51	8,70
a_{chapa} (cm)	5,95	5,78
$A_{nt,chapa}$ (cm ²)	4,13	3,80
C_{ts}		1
f_u (kN/cm ²)		40
γ_{a2}		1,35
$F_{r,Rd,rup}$ (kN)	238,22	267,38
$F_{r,Rd,esc}$ (kN)	215,75	254,93
$F_{r,Rd}$ (kN)	215,75	254,93
N_{Sd} (kN)	151,00	128,76

Fonte: Elaborada pelo autor.

Desta forma, foi verificado o atendimento das chapas de ligação nas ligações analisadas.

A.14.1.3 Parte soldada

Tendo verificado as regiões parafusadas das ligações, foram analisadas as partes soldadas delas. Com este fim, foi necessário verificar o atendimento do metal de solda e do metal-base às solicitações atuantes nas ligações, consultando os tópicos 6.2.2.2, 6.2.4 e 6.2.5.1 do documento normativo ABNT NBR 8800:2008.

A.14.1.3.1 Verificação do metal de solda

Em primeiro lugar, foi necessário determinar as propriedades geométricas dos filetes de solda que compuseram as soldas nas ligações de interesse. Isto foi feito por meio das equações (223) a (225). Cabe mencionar que, como evidenciado nas Figuras 22 e 23, as soldas consideradas foram compostas por dois filetes cada.

$$d_{ew} = 0,7d_w \quad (223)$$

$$A_w = n_{sol}n_{fil}\ell_w d_{ew} \quad (224)$$

$$I_w = n_{sol}n_{fil} \frac{d_{ew}\ell_w^3}{12} \quad (225)$$

Onde:

d_{ew} : tamanho efetivo da perna do filete (cm);

d_w : tamanho da perna do filete (cm);

A_w : área do filete (cm²);

n_{sol} : número de soldas na ligação;

n_{fil} : número de filetes por cada solda da ligação;

ℓ_w : comprimento do filete (cm);

I_w : momento de inercia da solda (cm⁴).

Os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 82.

Tabela 82: Propriedades geométricas das soldas para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI + D - P
d_w (mm)	5,0	6,0
d_{we} (mm)	3,5	4,2
L_w (cm)	14	28
n_{sol}	1	1
n_{fil}	2	2
A_w (cm ²)	9,80	23,52
I_w (cm ⁴)	160,07	1.536,64

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, foi necessário determinar os esforços solicitantes atuantes em cada solda. Para tal, foi realizada a decomposição dos esforços máximos transmitidos pelas barras em forças verticais, forças horizontais e em momentos fletores, sendo estes associados a excentricidades entre as direções das forças e o centroide da solda.

Como cada barra pôde ser solicitada por tração ou compressão, optou-se por adotar a simplificação, a favor da segurança, de considerar as combinações que gerassem as solicitações mais críticas para as soldas. As combinações consideradas constam nas Figuras 24 e 25.

Figura 24: Combinação considerada para a solda da ligação BS – P (cotas em mm, sem escala).

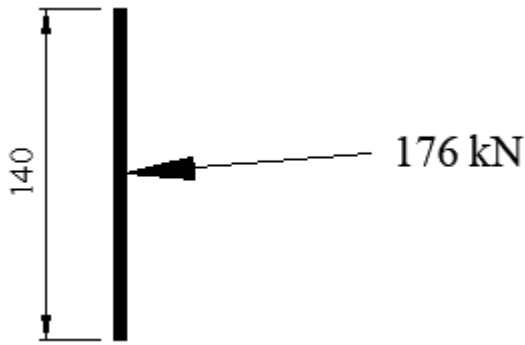
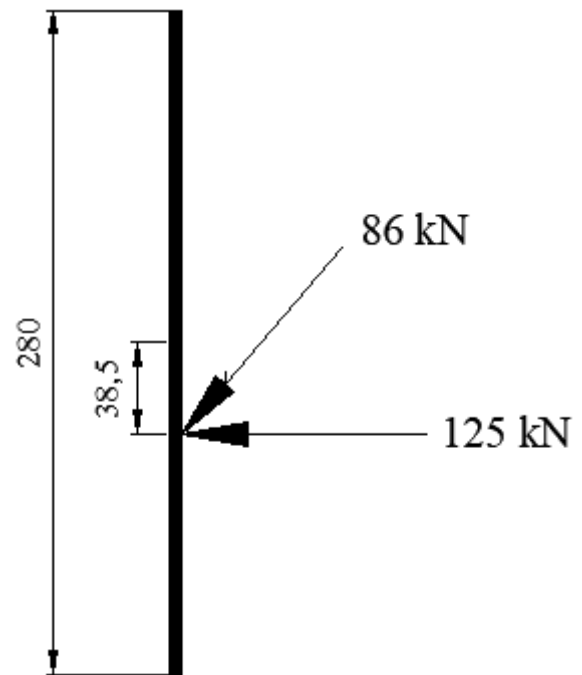


Figura 25: Combinação considerada para a solda da ligação BI - P (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse das combinações de interesse, o procedimento de decomposição foi realizado através das equações (226) a (229).

$$F_{Vi} = N_{t,Sdi} \sin(i_{força,i}) \quad (226)$$

$$F_{Hi} = N_{t,Sdi} \cos(i_{força,i}) \quad (227)$$

$$M_{Vi} = F_{Vi} e_{Vi} \quad (228)$$

$$M_{Hi} = F_{Hi} e_{Hi} \quad (229)$$

Onde:

F_{Vi} : força vertical associada à projeção da força axial i atuante na ligação (kN);

F_{Hi} : força horizontal associada à projeção da força axial i atuante na ligação (kN);

$i_{força,i}$: inclinação da força i com relação ao eixo horizontal (°);

M_{Vi} : momento fletor associado a F_{Vi} atuante na ligação (kN.cm);

e_{Vi} : excentricidade apresentada entre a força vertical F_{Vi} e o centroide do metal de solda (cm);

M_{Hi} : momento fletor associado a F_{Hi} atuante na ligação (kN.cm);

e_{Hi} : excentricidade apresentada entre a força horizontal F_{Hi} e o centroide do metal de solda (cm).

Assim, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 83.

Tabela 83: Decomposição dos esforços nas barras de ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI - P	D - P
$i_{força}$ (°)	5,08	49	0
F_V (kN)	15,58	64,91	0
F_H (kN)	175,31	56,42	125,00
e_V (cm)	0	3,85	3,85
e_H (cm)	0	0	0
M_V (kN.cm)	0	0	0
M_H (Kñ.cm)	0	217,22	481,25

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes valores, foram determinadas as tensões associadas a cada esforço decomposto. Isto foi feito através das equações (230) a (233). A seguir, foi realizada a soma vetorial destas tensões, de modo a determinar a tensão solicitante de cálculo do metal de solda. Para tal, foi empregada a equação (234). Finalmente, a fim de verificar o atendimento da solda adotada às orientações do tópico 6.2.5.1 da ABNT NBR 8800:2008, foi empregada a equação (235).

$$f_1 = \frac{\Sigma F_{Vi}}{A_w} \quad (230)$$

$$f_2 = \frac{\Sigma F_{Hi}}{A_w} \quad (231)$$

$$f_3 = \frac{\Sigma M_{Vi}}{I_w} \frac{\ell_w}{2} \quad (232)$$

$$f_4 = \frac{\Sigma M_{Hi}}{I_w} \frac{\ell_w}{2} \quad (233)$$

$$f_{w,sd} = \sqrt{(f_1 + f_3)^2 + (f_2 + f_4)^2} \quad (234)$$

$$f_{w,Rd} = \frac{0,6f_w}{\gamma_{w2}} \quad (235)$$

Onde:

f_1 : tensão solicitante associada às forças verticais atuantes no metal de solda (kN/cm²);

f_2 : tensão solicitante associada às forças horizontais atuantes no metal de solda (kN/cm²);

f_3 : tensão solicitante associada aos momentos fletores provocados pelas forças verticais atuantes no metal de solda (kN/cm²);

f_4 : tensão solicitante associada aos momentos fletores provocados pelas forças horizontais atuantes no metal de solda (kN/cm²);

$f_{w,sd}$: tensão solicitante de cálculo do metal de solda (kN/cm²);

$f_{w,Rd}$: tensão resistente de cálculo do metal de solda (kN/cm²).

f_w : resistência à tração do metal de solda (kN/cm²);

γ_{w2} : coeficiente de ponderação da resistência do metal de solda. Segundo a Tabela 8 da ABNT NBR 8800:2008, igual a 1,35 para combinações normais de ações.

Os parâmetros empregados e os resultados gerados foram dispostos na Tabela 84.

Tabela 84: Verificação do metal de solda para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI + D - P
f_1 (kN/cm ²)	1,59	3,31
f_2 (kN/cm ²)	17,89	8,35
f_3 (kN/cm ²)	0	6,89
f_4 (kN/cm ²)	0	0
$f_{w,sd}$ (kN/cm ²)	17,96	15,60
f_w (kN/cm ²)	41,5	41,5
γ_{w2}	1,35	1,35
$f_{w,Rd}$ (kN/cm ²)	18,44	18,44

Fonte: Elaborada pelo autor.

Comparando os resultados obtidos, constatou-se o atendimento da solda adotada quanto às orientações da ABNT NBR 8800:2008.

A.14.1.3.2 Verificação do metal-base

Na sequência, foi necessário verificar o atendimento do metal-base, ou seja, a região de aplicação da solda, quanto às diretrizes expostas no item 6.5 da ABNT NBR 8800:2008. Assim, tendo como base a verificação realizada no item A.14.1.3.1 do presente documento, foi empregado o equacionamento composto pelas equações (236) e (237).

$$f_{mb,Sd} = \frac{2d_{ew}f_{w,Sd}}{t_{chapa}} \quad (236)$$

$$f_{mb,Rd} = \frac{0,6f_u}{\gamma_{a2}} \quad (237)$$

Onde:

$f_{mb,Sd}$: tensão solicitante de cálculo do metal-base (kN/cm²);

$f_{mb,Rd}$: tensão resistente de cálculo do metal-base (kN/cm²).

Tabela 85: Verificação do metal-base para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI + D - P
$f_{w,Sd}$ (kN/cm ²)	17,96	15,60
d_{we} (mm)	3,5	4,2
t_{chapa} (mm)	8,00	8,00
$f_{mb,Sd}$ (kN/cm ²)	15,71	16,38
f_u (kN/cm ²)	40	40
γ_{a2}	1,35	1,35
$f_{mb,Rd}$ (kN/cm ²)	17,78	17,78

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes resultados, foi verificado o atendimento do metal-base para as ligações entre banzos e pilares.

A.14.1.4 Verificação dos elementos de ligação

Finalmente, foi realizada a verificação das chapas de ligação empregadas nas ligações de interesse. Para tal, foram consultados os tópicos 6.5.3, 6.5.4 e 6.5.5 do documento normativo ABNT NBR 8800:2008. Com base neles, foi determinada a formulação exposta por meio das equações (238) a (244).

Cabe mencionar que, em decorrência das dimensões das áreas cisalhadas, a verificação dos esforços de cisalhamento atuantes nas chapas foi dispensada por simplificação.

$$A_{g,chapa} = \ell_{chapa} t_{chapa} \quad (238)$$

$$A_{nt,chapa} = (\ell_{chapa} - d_e) t_{chapa} \quad (239)$$

$$A_{e,chapa} = \text{mínimo}\{A_{nt,chapa}; 0,85A_{g,chapa}\} \quad (240)$$

$$N_{t,Rd,esc} = \frac{f_y A_{g,chapa}}{\gamma_{a1}} \quad (241)$$

$$N_{t,Rd,rup} = \frac{f_u A_{e,chapa}}{\gamma_{a2}} \quad (242)$$

$$N_{t,Rd} = \text{mínimo}\{N_{t,Rd,esc}; N_{t,Rd,rup}\} \quad (243)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y A_{g,chapa}}{\gamma_{a1}} \quad (244)$$

Onde:

$A_{g,chapa}$: área bruta da chapa de ligação (cm²);

ℓ_{chapa} : comprimento da seção crítica da chapa de ligação (cm);

A_n : área efetiva da chapa de ligação (cm²);

A_e : área efetiva adotada para a chapa de ligação (cm²).

Assim, considerando apenas as forças axiais atuantes nas chapas, iguais a ΣF_{Hi} , foram verificados os elementos de ligação em estudo através da Tabela 86.

Tabela 86: Verificação dos elementos de ligação para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	BS - P	BI + D - P
ℓ_{chapa} (cm)	12,05	24,44
$A_{g,chapa}$ (cm ²)	9,64	19,56
A_n (cm ²)	9,36	17,76
A_e (cm ²)	9,36	17,76
$0,85A_g$	8,194	16,62
A_e (cm ²)	8,194	16,62
$N_{t,Rd,esc}$ (kN)	219,09	444,44
$N_{t,Rd,rup}$ (kN)	242,79	492,50
$N_{t,Rd}$ (kN)	219,09	444,44
$N_{c,Rd}$ (kN)	219,09	444,44
$N_{c,Rd}$ (kN) ¹	175,31	181,42

¹: Como os esforços resistentes à compressão e ao cisalhamento foram iguais, foi apenas considerada a sollicitação por compressão atuante nas chapas de ligação.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando os resultados obtidos, foi constatado o atendimento das ligações entre banzos e pilares segundo as orientações da ABNT NBR 8800:2008.

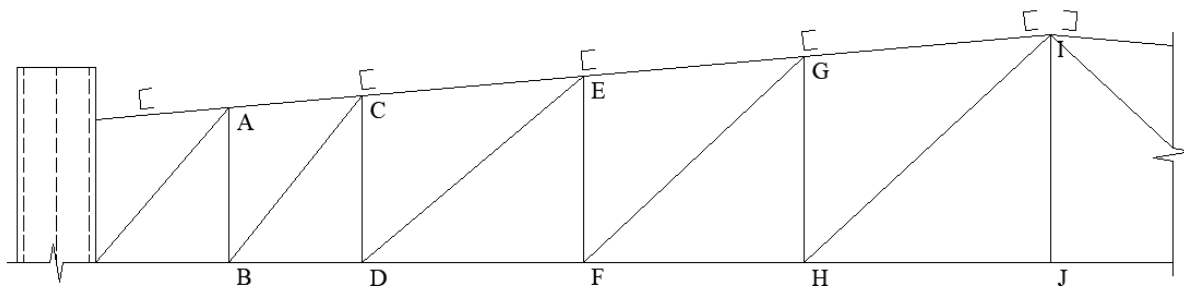
A.14.2 Ligação dos nós das treliças

A seguir, foram dimensionadas as ligações presentes nos nós das treliças. Considerando as treliças concebidas para este documento, houve a necessidade de projetar 10 tipos destas ligações. No entanto, em decorrência da diminuição das solicitações e da padronização imposta para elas, apenas 4 dimensionamentos foram explicitados neste documento. Estes corresponderam aos nós críticos, isto é, aos mais solicitados, além dos nós centrais das treliças.

A.14.2.1 Dados iniciais

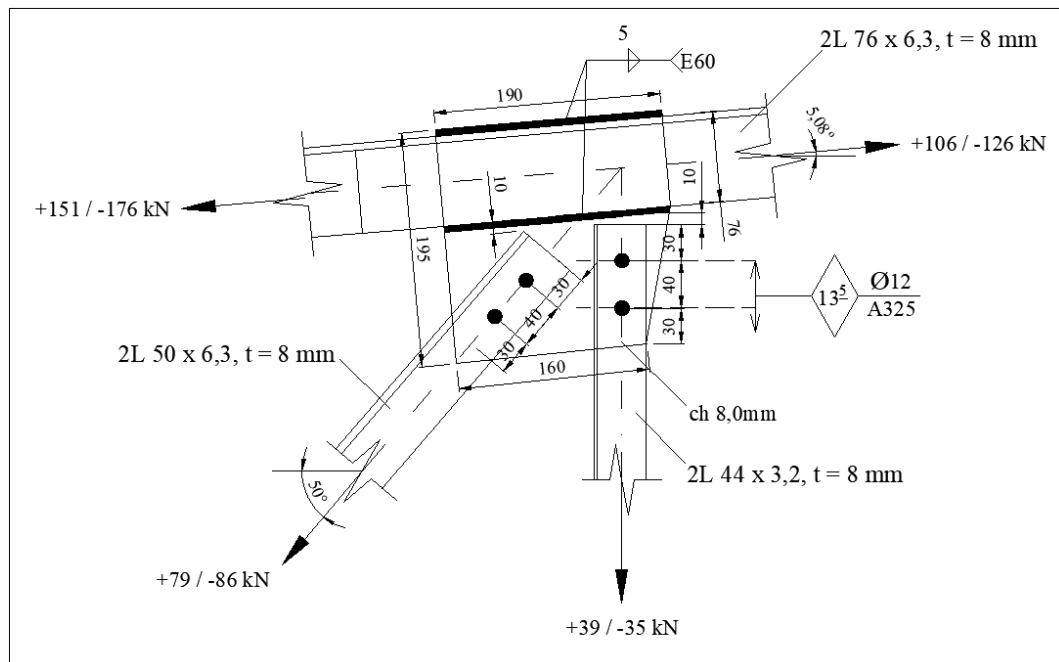
Primeiramente, como mencionado em A.14.1.1 deste documento, foi necessário projetar cada tipo de ligação com relação aos mecanismos de ligação a serem empregados, às dimensões dos elementos adotados e às propriedades dos materiais considerados. Desta forma, por motivo do grande número de ligações a serem dimensionadas, foi desenvolvida a notação ilustrada pela Figura 26. De posse dela, as ligações adotadas constam nas Figuras 27 a 30 e os parâmetros de cálculo constam na Tabela 87. Cabe mencionar que, conforme apresentado nas figuras a seguir, os dados iniciais foram iguais para todos os nós discutidos neste documento.

Figura 26: Nomenclatura adotada para os nós das treliças.



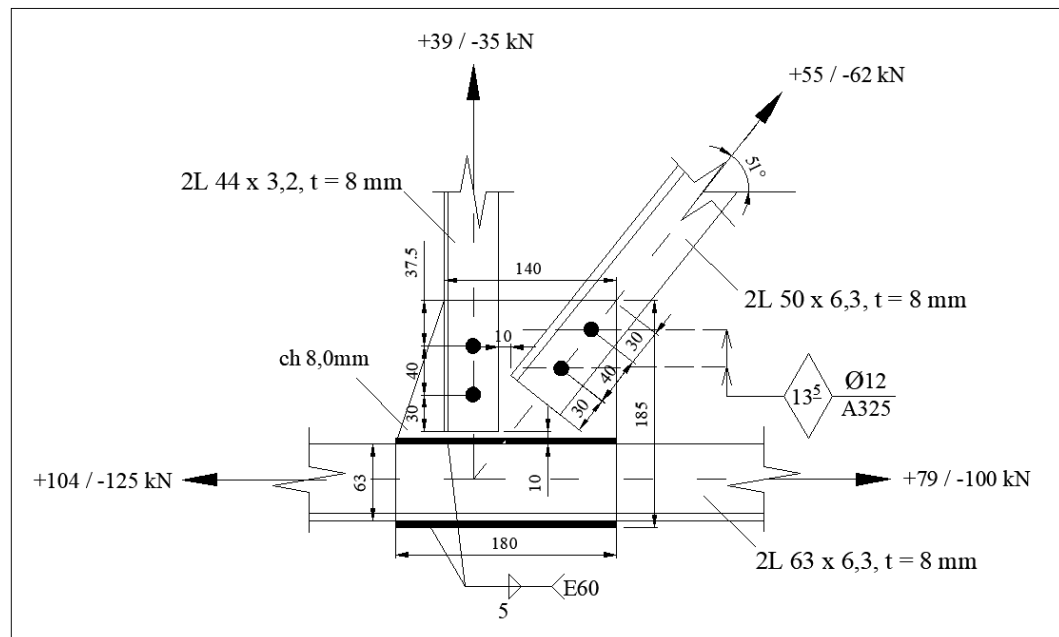
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 27: Ligação adotada para o nó A das treliças (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 28: Ligação adotada para o nó B das treliças (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 87: Dados iniciais referentes às ligações dos nós das treliças.

Parâmetro	Valor
Aço das barras e chapas	ASTM A36
f_y (kN/cm ²)	25
f_u (kN/cm ²)	40
Aço dos parafusos	ASTM A325
f_{ub} (kN/cm ²)	82,5
d_b (mm)	12
Tipo de furo	Padrão
Tipo de ligação parafusada	Por contato
Eletrodos	Classe 60
f_w (kN/cm ²)	41,5
d_w (mm)	5,0
$n_{parafusos}$	2
t_{chapa} (mm)	8,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.2.2 Parte parafusada

De posse dos dados iniciais, foi realizado o dimensionamento da parte parafusada das ligações em estudo. Com este fim, foram realizados os mesmos procedimentos dispostos no tópico A.14.1.2 do presente documento.

A.14.2.2.1 Cálculo da força de protensão por parafuso

Em primeiro lugar, de forma análoga ao disposto em 16.1.2.1, foram empregadas as equações (156), (197) e (198) para determinar a força de protensão a ser aplicada em cada parafuso.

Os resultados obtidos por meio desta formulação constam na Tabela 88. Cabe destacar que, como os parâmetros de cálculo foram iguais, todas as ligações tiveram o mesmo cálculo para F_{Tb} .

Tabela 88: Cálculo de F_{Tb} para as ligações entre pilares e banzos.

Parâmetro	Valor
d_b (cm)	1,20
A_b (cm ²)	1,13
$A_{b,efe}$ (cm ²)	0,848
f_{ub} (kN/cm ²)	82,5
F_{Tb} (kN)	49,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.2.2.2 Cálculo da solicitação dos parafusos

Na sequência, foram determinadas as solicitações a serem consideradas para as ligações em estudo. Para tal, foi realizado o mesmo procedimento disposto no item A.14.1.2.2 deste documento. Os parâmetros empregados e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 89. Cabe destacar que, novamente, para obter os valores de $N_{c,Rd}$ foi consultada a Tabela 67.

Tabela 89: Cálculo de N_{sd} para as ligações dos nós das treliças.

Parâmetro	Nó A		Nó B		Nó I		Nó J
Barra	D	M	D	M	D	M	M
(Número)	(34 e 43)	(18 e 25)	(35 e 42)	(18 e 25)	(38 e 39)	(4)	(4)
γ_{a1}	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
γ_{a2}	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
A_g (cm ²)	12,12	5,42	12,12	5,42	12,12	5,42	5,42
d_e (mm)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
t_f (mm)	6,3	3,2	6,3	3,2	6,3	3,2	3,2
A_n (cm ²)	10,17	4,43	10,17	4,43	10,17	4,43	4,43
ℓ_c (cm)	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
e_c (cm)	1,50	1,23	1,50	1,23	1,50	1,23	1,23
C_t	0,63	0,69	0,63	0,69	0,63	0,69	0,69
A_e (cm ²)	6,35	3,07	6,35	3,07	6,35	3,07	3,07
$N_{t,Rd,esc}$ (kN)	275,45	123,18	275,45	123,18	275,45	123,18	123,18
$N_{t,Rd,rup}$ (kN)	188,28	90,86	188,28	90,86	188,28	90,86	90,86
$N_{t,Rd}$ (kN)	188,28	90,86	188,28	90,86	188,28	90,86	90,86
$N_{t,Sd}$ (kN)	79,00	39,00	55,00	39,00	33,00	0	0
$N_{t,Sd,efe}$ (kN)	94,14	45,43	94,14	45,43	94,14	45,43	45,43
$N_{c,Rd}$ (kN)	150,33	73,67	150,00	73,67	118,91	26,31	26,31
$N_{c,Sd}$ (kN)	86,00	35,00	62,00	35,00	31,00	0	0
$N_{c,Sd,efe}$ (kN)	86,00	45,00	75,17	45,00	59,46	45,00	45,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, de forma semelhante ao realizado em A.14.1.2.1, foi construída a Tabela 90, na qual foram dispostos os tipos de esforços a considerar para cada verificação de interesse e os valores adotados para cada barra.

Tabela 90: N_{sd} a considerar para as ligações dos nós das treliças.

ELU	Tipo de esforço		N_{sd} (kN)				
	Tração	Compressão	D (34 e 43)	M (18 e 25)	D (35 e 42)	D (38 e 39)	M (4)
Cisalhamento do parafuso	Aplicável	Aplicável	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43
Esmagamento da parede do furo	Aplicável	Aplicável	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43
Rasgamento entre furo e borda	Aplicável	Não aplicável	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43
Rasgamento entre furos	Aplicável	Não aplicável	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43
Colapso por rasgamento	Aplicável	Não Aplicável	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.2.2.3 ELU - Cisalhamento dos parafusos

De posse das solicitações das barras componentes dos nós de interesse, foi verificado o ELU associado ao cisalhamento dos parafusos. Com este fim foi empregado novamente o equacionamento apresentado no tópico A.14.1.2.1 do presente documento. Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 91.

Tabela 91: Verificação do ELU - CP para as ligações entre pilares e banzos.

Parâmetro	D (34 e 43)	M (18 e 25)	D (35 e 42)	D (38 e 39)	M (4)
d_b (cm ²)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
A_b (cm ²)	1,31	1,31	1,31	1,31	1,31
f_{ub} (kN/cm ²)	82,5	82,5	82,5	82,5	82,5
n_s	2	2	2	2	2
γ_{a2}	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
$F_{v,Rd}$ (kN/parafuso)	55,29	55,29	55,29	55,29	55,29
$n_{parafusos}$	2	2	2	2	2
N_{sd} (kN)	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43
$F_{v,Sd}$ (kN/parafuso)	47,07	22,72	47,07	47,07	22,72

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, foi constatado o atendimento das barras à verificação ao cisalhamento.

A.14.2.2.4 ELU - Pressão de contato em furos

Na sequência, foi verificado o ELU associado à pressão de contato em furos, conforme consta no tópico A.14.1.2.2 deste documento. Assim, foi empregado o equacionamento composto pelas equações (207) a (213).

Os parâmetros empregados e os resultados obtidos constam na Tabela 92.

Tabela 92: Verificação do ELU – PCF para as ligações entre banzos e pilares.

Parâmetro	D (34 e 43)	M (18 e 25)	D (35 e 42)	D (38 e 39)	M (4)
e_{min} (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
ℓ_{f1} (cm)	2,33	2,33	2,33	2,33	2,33
s_{min} (m)	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
ℓ_{f2} (cm)	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
t_{chapa} (mm)	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
t_f (mm)	6,3	3,2	6,3	6,3	3,2
t (cm) ¹	0,8	0,64	0,8	0,8	0,64
$F_{c,Rd1,ras}$ (kN/parafuso)	66,13	52,91	66,13	66,13	52,91
$F_{c,Rd1,esm}$ (kN/parafuso)	68,27	54,61	68,27	68,27	54,61
$F_{c,Rd1}$ (kN/parafuso)	66,13	52,91	66,13	66,13	52,91
$F_{c,Rd2,ras}$ (kN/parafuso)	94,58	75,66	94,58	94,58	75,66
$F_{c,Rd2,esm}$ (kN/parafuso)	68,27	54,61	68,27	68,27	54,61
$F_{c,Rd2}$ (kN/parafuso)	68,27	54,61	68,27	68,27	54,61
$F_{c,Rd}$ (kN/parafuso)	66,13	52,91	66,13	66,13	52,91
N_{Sd} ² (kN)	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43
$F_{v,Sd}$ (kN/parafuso)	47,07	22,72	47,07	47,07	22,72

¹: Por simplificação, foi adotado que o espaçamento entre furo e borda, tanto para as cantoneiras como a chapa de ligação, seria igual ao menor valor entre elas. Assim, foi apenas necessário verificar o elemento solicitado de menor espessura.

²: Como a solicitação mais crítica foi a de rasgamento entre furo e borda, foi considerada a solicitação para este ELU.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, foi constatado o atendimento das ligações à verificação referente à pressão de contato em furos.

A.14.2.2.5 ELU - Colapso por rasgamento

A seguir, foi verificada a ocorrência de colapso por rasgamento para as barras sendo ligadas por parafusos. Com este fim, foi empregada a Tabela 79, previamente apresentada, a fim de definir os gabaritos de furação para as barras em estudo.

De posse destes valores, foram determinadas as áreas efetivas das barras ligadas por parafusos. Para tal, foi repetido o procedimento apresentado no tópico A.14.1.2.3 do presente

documento. Os resultados obtidos, além dos parâmetros envolvidos nos cálculos, constam na Tabela 93.

Tabela 93: Verificação do ELU – CR para as barras dos nós das treliças.

Parâmetro	D (34 e 43)	M (18 e 25)	D (35 e 42)	D (38 e 39)	M (4)
t_f (cm)	6,3	3,2	6,3	6,3	3,2
e_{min} (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
s_{min} (cm)	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
$A_{gv,dupcan}$ (cm ²)	5,60	4,48	5,60	5,60	4,48
d_h (cm)	15,5	15,5	15,5	15,5	15,5
$A_{nv,dupcan}$ (cm ²)	3,98	3,18	3,98	3,98	3,18
a_{dupcan} (cm)	2,8	2,5	2,8	2,8	2,5
$A_{nt,dupcan}$ (cm ²)	1,70	1,17	1,70	1,70	1,17
C_{ts}	1	1	1	1	1
f_u (kN/cm ²)	40	40	40	40	40
γ_{a2}	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
$F_{r,Rd,rup}$ (kN)	121,13	91,21	121,13	121,13	91,21
$F_{r,Rd,esc}$ (kN)	112,59	84,39	112,59	112,59	84,39
$F_{r,Rd}$ (kN)	112,59	84,39	112,59	112,59	84,39
N_{Sd} (kN)	94,14	45,43	94,14	94,14	45,43

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando os resultados obtidos, foi possível constatar o atendimento das ligações ao ELU em análise.

Por outro lado, a diferença do tópico supracitado, o colapso por rasgamento não foi verificado para as chapas de ligação. Esta decisão foi tomada como consequência das grandes dimensões das chapas empregadas nos nós que, conforme evidenciado pelas equações pertinentes, permitiram dispensar os procedimentos de cálculo.

A.14.2.3 Parte soldada

Na sequência, foram analisadas as partes soldadas dos nós das treliças. Com este fim, foi necessário verificar o atendimento do metal de solda e do metal-base às solicitações atuantes nas ligações, da mesma forma que no tópico A.14.1.3 deste relatório.

A.14.2.3.1 Verificação do metal de solda

Em primeiro lugar, foram determinadas as propriedades geométricas dos filetes de solda que compuseram as soldas nas ligações de interesse, da mesma forma apresentada no tópico A.14.1.3.1. No entanto, como evidenciado nas Figuras 27 a 30, a exceção dos nós I e J, todos os nós das treliças possuíram um número de soldas igual a 2, cada uma composta por dois filetes.

Os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 94.

Tabela 94: Propriedades geométricas das soldas para as ligações entre banzos e pilares.

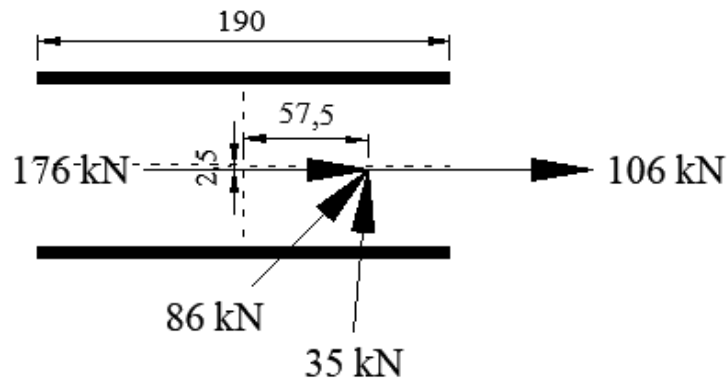
Parâmetro	Nó A	Nó B	Nó I
d_w (mm)	5,0	5,0	5,0
d_{we} (mm)	5,0	5,0	5,0
L_w (cm)	20	18	7
n_{sol}	2	2	2
n_{fil}	2	2	2
A_w (cm ²)	28,00	25,20	9,80
I_w (cm ⁴)	933,33	680,40	40,02

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, foi necessário determinar os esforços solicitantes atuantes em cada solda. Para tal, foi realizada a decomposição dos esforços máximos transmitidos pelas barras em forças, da mesma forma que no tópico A.14.1.3.1 do presente documento.

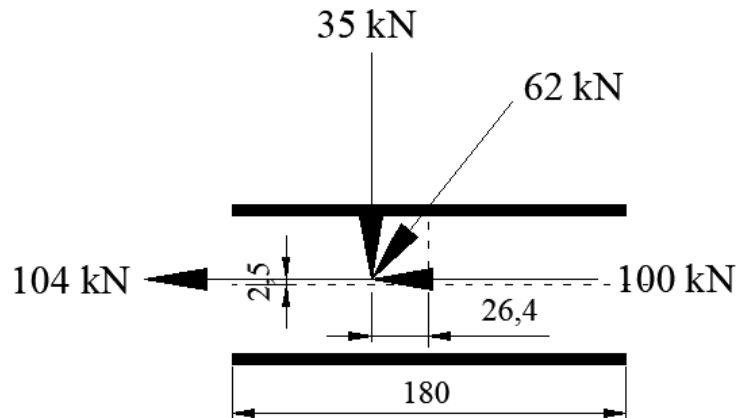
Novamente, como cada barra pôde ser solicitada por tração ou compressão, optou-se por adotar a simplificação, a favor da segurança, de considerar as combinações que gerassem as solicitações mais críticas para as soldas. As combinações consideradas constam nas Figuras 31 a 33.

Figura 31: Combinação considerada para a solda do nó A das treliças (cotas em mm, sem escala).



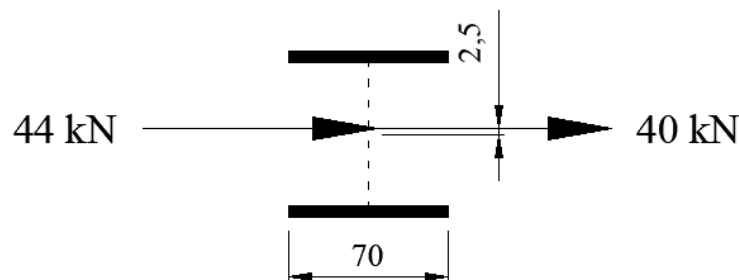
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 32: Combinação considerada para a solda do nó B das treliças (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 33: Combinação considerada para a solda do nó D das treliças (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse das combinações de interesse, o procedimento de decomposição foi realizado. Assim, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 95. Cabe destacar que apenas as barras de ligações de nós com partes soldadas foram consideradas.

Tabela 95: Decomposição dos esforços nas barras dos nós das treliças.

Parâmetro	Nó A			Nó B			Nó J	
Barra (Número)	BS (19 e 21, 26 e 28)	D (34 e 43)	M (18 e 25)	BI (6 e 7, 11 e 12)	D (35 e 42)	M (18 e 25)	BI (10 e 15)	M (4)
$i_{força}$ (°)	0	45	85	0	51	90	0	90
F (kN)	176 + 106	86,00	35,00	104 + 100	62,00	35,00	44 + 40	0
F_V (kN)	0	60,81	34,87	0	48,18	35,00	0	0
F_H (kN)	282,00	60,81	3,05	204,00	39,02	0	84,00	0
e_V (cm)	5,75	5,75	5,75	2,64	2,64	2,64	0	0
e_H (cm)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
M_V (kN.cm)	0	349,66	200,50	0	127,20	92,40	0	0
M_H (kN.cm)	70,50	15,20	8,72	51,00	9,76	0	21,00	0

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes valores, foram determinadas as tensões associadas a cada esforço decomposto, determinada a tensão solicitante de cálculo do metal de solda e verificado o atendimento da solda adotada, conforme previamente realizado no item A.14.1.3.1 do presente documento.

Os parâmetros empregados e os resultados gerados foram dispostos na Tabela 96.

Tabela 96: Verificação do metal de solda para as ligações dos nós das treliças.

Parâmetro	Nó A	Nó B	Nó J
f_1 (kN/cm ²)	3,42	3,30	0,00
f_2 (kN/cm ²)	12,35	9,64	8,57
f_3 (kN/cm ²)	5,89	2,90	0,00
f_4 (kN/cm ²)	0,93	0,80	1,84
$f_{w,sa}$ (kN/cm ²)	16,22	12,15	10,41
f_w (kN/cm ²)	41,5	41,5	41,5
γ_{w2}	1,35	1,35	1,35
$f_{w,Rd}$ (kN/cm ²)	18,44	18,44	18,44

Fonte: Elaborada pelo autor.

Comparando os resultados obtidos, constatou-se o atendimento da solda adotada quanto às orientações da ABNT NBR 8800:2008.

A.14.2.3.2 Verificação do metal-base

Na sequência, foi verificado o atendimento do metal-base quanto às diretrizes previamente expostas no tópico A.14.1.3.2. Assim, foram empregados os parâmetros e obtidos os resultados dispostos na Tabela 97.

Tabela 97: Verificação do metal-base para as ligações dos nós das treliças.

Parâmetro	Nó A	Nó B	Nó J
$f_{w,sd}$ (kN/cm ²)	16,22	12,15	10,41
d_{we} (mm)	3,5	3,5	3,5
t_{chapa} (mm)	8,0	8,0	8,0
$f_{mb,sd}$ (kN/cm ²)	14,19	10,63	9,11
f_u (kN/cm ²)	40	40	40
γ_{a2}	1,35	1,35	1,35
$f_{mb,Rd}$ (kN/cm ²)	17,78	17,78	17,78

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes resultados, foi verificado o atendimento do metal-base para as ligações em estudo.

A.14.2.4. Verificação dos elementos de ligação

Finalmente, foi avaliada a necessidade da verificação das chapas de ligação empregadas nas ligações de interesse.

Como mencionado anteriormente, as grandes dimensões das chapas de ligação empregadas nos nós das treliças permitiram, com base na formulação associada a sua verificação, dispensar os procedimentos descritos pela norma ABNT NBR 8800:2008.

No entanto, para o caso específico dos nós tipo J, em decorrência das pequenas dimensões de sua chapa de ligação, a verificação deveria ser realizada. Porém, como a solicitação na barra deste nó, em decorrência do fato dela ser o montante central das treliças, não foi solicitada, a verificação da chapa de ligação deste nó também foi dispensada.

A.14.2.5 Dimensionamento dos nós de treliça restantes

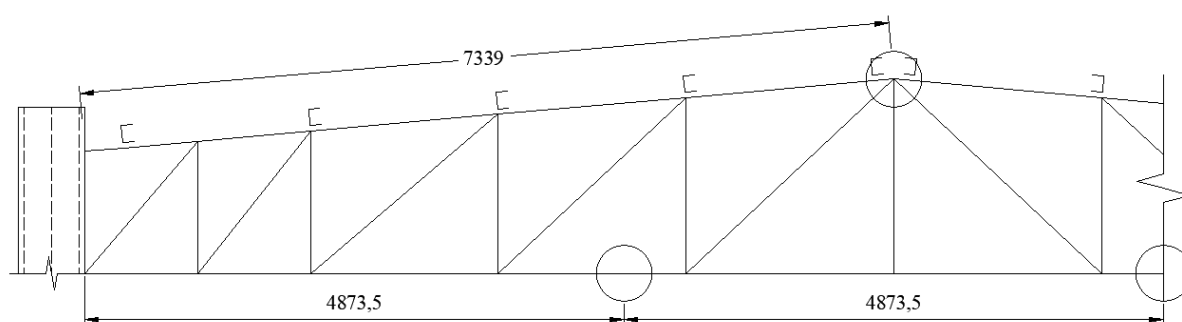
Tendo verificado as ligações dos nós de tipos A, B, I e J, foram concebidas aquelas associadas aos nós dos demais tipos com base nos mesmos critérios. Assim, como as solicitações em cada um deles foi inferior àquelas apresentadas pelos nós A e B, ter verificado

este par de tipos permite concluir que todos atenderam às orientações da ABNT NBR 8800:2008, em decorrência da similitude entre os nós de tipos A, C, E e G, assim como dos nós B, D, F e H.

A.14.3 Emendas das barras das treliças

Outra ligação a ser analisada foram as emendas das barras das treliças. Por motivos de transporte das peças ao local da obra, foi necessário limitar o comprimento das barras dos banzos a um comprimento máximo de 8 metros, associado ao tamanho máximo transportável por veículos de carga. Assim, foi adotado um esquema de emendas para as treliças do galpão em estudo, o qual foi apresentado por meio da Figura 34.

Figura 34: Esquema de emendas para as treliças da estrutura (cotas em mm, sem escala).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, a fim de respeitar as orientações antes mencionadas do tópico 6.1.11.1 do documento normativo ABNT NBR 8800:2008, foi adotado o emprego de emendas parafusadas com parafusos de alta resistência com protensão inicial nas posições apresentadas na figura supracitada.

A.14.3.1 Dados iniciais

Primeiramente, como mencionado em A.14.1.1 deste documento, foi necessário projetar cada ligação de emenda com relação aos mecanismos de ligação a serem empregados, às dimensões dos elementos adotados e às propriedades dos materiais considerados. Assim, as ligações adotadas constam na Figura 35 e os parâmetros de cálculo constam na Tabela 98.

A.14.3.2.1 Cálculo da força de protensão por parafuso

Em primeiro lugar, foi necessário determinar a força de protensão a ser aplicada para cada parafuso. No presente caso, como os parâmetros de cálculo foram idênticos aos dispostos no tópico A.14.2.2.1 do presente documento, o resultado obtido foi igual ao obtido neste, ou seja, $F_{Tb} = 49,00 \text{ kN}$.

A.14.3.2.2 Verificação das dimensões das cobrejuntas

A seguir, foi avaliado o atendimento das cobrejuntas adotadas com relação à compatibilidade entre a área total destas e a área da barra a ser emendada. Isto foi feito em decorrência da finalidade da emenda, que consiste em permitir a transmissão de esforços atuantes na barra através da ligação. Com esta finalidade, foram empregadas as equações (245) a (247).

$$A_{chapa1} = ht_{chapa1} \quad (245)$$

$$A_{chapa2} = bt_{chapa2} \quad (246)$$

$$A_{chapas} = A_{chapa1} + A_{chapa2} \leq A_g \quad (247)$$

Onde:

A_{chapa1} : área da cobrejunta vertical, denominada de chapa 1 (cm²);

h : dimensão da chapa 1 (cm);

t_{chapa1} : espessura da chapa 1 (cm);

A_{chapa2} : área da cobrejunta horizontal, denominada de chapa 2 (cm²);

b : dimensão da chapa 2 (cm);

t_{chapa2} : espessura da chapa 2 (cm);

A_{chapas} : área total das cobrejuntas (cm²).

Empregando esta formulação, foram obtidos os resultados dispostos na Tabela 99.

Tabela 99: Verificação das dimensões das cobrejuntas empregadas nas emendas dos banzos.

Parâmetro	BS	BI
h (cm)	7,60	6,40
b (cm)	16,00	13,60
t_{chapa1} (mm)	8,0	8,0
t_{chapa2} (mm)	8,0	8,0
A_{chapa1} (cm ²)	6,08	5,12
A_{chapa2} (cm ²)	12,80	10,88
A_{chapa} (cm ²)	18,88	16,00
A_g (cm ²)	18,58	15,34

Fonte: Elaborada pelo autor.

Analisando os valores obtidos, foi constatado que, para ambos os tipos de emendas, a área das cobrejuntas foi superior à área da seção transversal da barra emendada. Assim, a verificação foi atendida.

A.14.3.2.3 Cálculo da solicitação das ligações

Na sequência, de modo semelhante ao exposto nos itens A.14.1.2.2 e A.14.2.2.2 do presente documento, foram determinadas as solicitações a serem consideradas para o dimensionamento das emendas em estudo. Para tal, foi empregada a formulação previamente disposta nestes.

Por outro lado, a fim de dimensionar cada cobrejunta implementada nas emendas em estudo, foi necessário distribuir a solicitação a ser considerada para cada ligação com relação às áreas de cada cobrejunta. Isto foi feito conforme apresentado pelas equações (248) e (249).

$$N_{sd1} = N_{sd} \frac{A_{chapa1}}{A_{chapas}} \quad (248)$$

$$N_{sd2} = N_{sd} \frac{A_{chapa2}}{A_{chapas}} \quad (249)$$

Onde:

N_{sd1} : esforço normal solicitante de cálculo da chapa 1 (kN);

N_{sd2} : esforço normal solicitante de cálculo da chapa 2 (kN).

Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 100. Cabe mencionar que, por simplificação, a solicitação atuante considerada para o cálculo de N_{sd} foi aquela de maior módulo. No entanto, como estes foram de relativamente pequena magnitude, como foi apresentado na Tabela 98, estes não influenciaram no cálculo de N_{sd} .

Tabela 100: Cálculo das solicitações a serem consideradas nas emendas dos banzos.

Parâmetro	BS	BI
γ_{a1}	1,1	1,1
γ_{a2}	1,35	1,35
A_g (cm ²)	18,58	15,34
d_e (mm)	15,5	15,5
t_f (mm)	6,3	6,3
A_n (cm ²)	18,58	15,34
l_c (cm)	9,6	7,8
e_c (cm)	2,13	1,83
C_t	0,78	0,77
A_e (cm ²)	14,46	11,74
$N_{t,Rd,esc}$ (kN)	422,27	348,64
$N_{t,Rd,rup}$ (kN)	428,37	347,88
$N_{t,Rd}$ (kN)	422,27	347,88
N_{sd} (kN)	211,14	173,94
N_{sd1} (kN)	67,99	55,66
N_{sd2} (kN)	143,14	118,28

Fonte: Elaborada pelo autor.

A.14.3.2.4 Cálculo do número de parafusos

Tendo determinado a solicitação a ser considerada para as emendas, foi necessário determinar o número de parafusos a serem empregados a fim de atender aos ELU de cisalhamento dos parafusos e de pressão de contato em furos. Desta forma, com base nas formulações dispostas nos itens A.14.1.2.3 a A.14.1.2.4, além das equações (250) e (251), foi possível determinar o número de parafusos a ser empregado para cada chapa de cada emenda.

$$F_{Rd} = \text{mínimo}\{F_{v,Rd}; F_{c,Rd}\} \quad (250)$$

$$n_{parafusos,i} \geq \frac{N_{Sdi}}{F_{Rdi}} \quad (251)$$

Onde:

$n_{parafusos,i}$: número de parafusos necessário para a chapa i ;

N_{Sdi} : esforço normal solicitante de cálculo da chapa i (kN);

F_{Rdi} : esforço normal resistente de cálculo da chapa i (kN).

O número de parafusos para cada chapa de cada emenda e os parâmetros empregados para o seu cálculo constam na Tabela 101.

Tabela 101: Cálculo do número de parafusos para cada chapa de cada emenda.

Parâmetro	Chapa 1		Chapa 2	
Barra	BS	BI	BS	BI
(Número)	(17 e 33)	(9 e 14)	(17 e 33)	(9 e 14)
n_s	2	2	1	1
A_b (cm ²)	1,13	1,13	1,13	1,13
$F_{v,Rd}$ (kN)	55,29	55,29	27,65	27,65
t_{chapa} (cm)	0,8	0,8	0,8	0,8
$n_s t_f$ (cm)	1,26	1,26	0,63	0,63
t (cm)	0,8	0,8	0,63	0,63
e_{min} (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0
l_{f1} (cm)	2,33	2,33	2,33	2,33
s_{min} (cm)	4,0	4,0	4,0	4,0
l_{f2} (cm)	2,65	2,65	2,65	2,65
l_f (cm)	2,33	2,33	2,33	2,33
$F_{c,Rd,ras}$ (kN)	66,13	66,13	52,08	52,08
$F_{c,Rd,esm}$ (kN)	68,27	68,27	53,76	53,76
$F_{c,Rd}$ (kN)	66,13	66,13	52,08	52,08
F_{Rd} (kN)	55,29	55,29	27,65	27,65
N_{Sd} (kN)	67,99	55,66	143,14	118,28
$n_{parafusos}$	1,23	1,01	5,18	4,28
$n_{parafusos,efe}^1$	2	2	6	6

¹: A fim de gerar distribuições simétricas de parafusos nas emendas, foi adotado sempre um valor par para o número efetivo de parafusos a serem empregados.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, foi verificado o atendimento das distribuições de parafusos adotadas inicialmente às orientações da ABNT NBR 8800:2008 quanto aos ELU de cisalhamento dos parafusos e pressão de contato em furos.

A.14.3.2.5 ELU – Colapso por rasgamento

A seguir, foi avaliado o ELU de colapso por rasgamento para as chapas das emendas em estudo. Para tal, foi empregada a formulação disposta previamente no tópico A.14.1.2.5 deste documento. Os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 102.

Tabela 102: Verificação do ELU – CPR para as emendas dos banzos.

Parâmetro	Chapa 1		Chapa 2	
Barra	BS	BI	BS	BI
(Número)	(17 e 33)	(9 e 14)	(17 e 33)	(9 e 14)
d_h (cm)	1,35	1,35	1,35	1,35
t (cm)	0,80	0,80	0,63	0,63
A_{gv} (cm ²)	5,60	8,00	8,82	12,6
A_{nv} (cm ²)	3,98	6,38	6,27	10,05
A_{nt} (cm ²)	2,02	1,78	3,18	3,18
C_{ts}	1,0	1,0	1,0	1,0
$F_{r,Rd1}$ (kN)	130,61	166,16	205,71	272,91
$F_{r,Rd2}$ (kN)	122,07	141,63	192,27	234,27
$F_{r,Rd}$ (kN)	122,07	141,63	192,27	234,27
$F_{r,Sd}$ (kN)	67,99	55,66	143,14	118,28

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse dos resultados apresentados na tabela, foi verificado o atendimento das emendas dimensionadas quanto ao ELU de colapso por rasgamento.

A.14.3.3 Verificação dos elementos de ligação

Finalmente, foi realizada a verificação das chapas de ligação para as ligações em estudo. Com esta finalidade, foram utilizadas as equações previamente apresentadas no tópico A.14.1.4 do presente documento, gerando assim os resultados apresentados através da Tabela 103.

Tabela 103: Verificação dos elementos de ligação para as emendas dos banzos.

Parâmetro	Chapa 1		Chapa 2	
	BS	BI	BS	BI
Barra (Número)	(17 e 33)	(9 e 14)	(17 e 33)	(9 e 14)
h (cm)	7,6	7,6	16,6	16,0
t_{chapa} (cm)	0,8	0,8	0,8	0,8
d_e (mm)	15,5	15,5	15,5	15,5
$A_{g,chapa}$ (cm ²)	6,08	6,08	13,28	12,8
$A_{n,chapa}$ (cm ²)	4,84	4,84	10,80	10,32
$0,85A_{g,chapa}$ (cm ²)	5,17	5,17	11,29	10,88
$A_{e,chapa}$ (cm ²)	4,84	4,84	10,80	10,32
γ_{a1}	1,1	1,1	1,1	1,1
$N_{t,Rdi,esc}$ (kN)	138,18	138,18	301,82	290,91
$N_{t,Rdi,rup}$ (kN)	143,41	143,41	320,00	305,78
$N_{t,Rdi}$ (kN)	138,18	138,18	301,82	290,91
$N_{c,Rdi}$ (kN)	138,18	138,18	301,82	290,91
N_{Sdi} (kN)	67,99	55,66	143,14	118,28

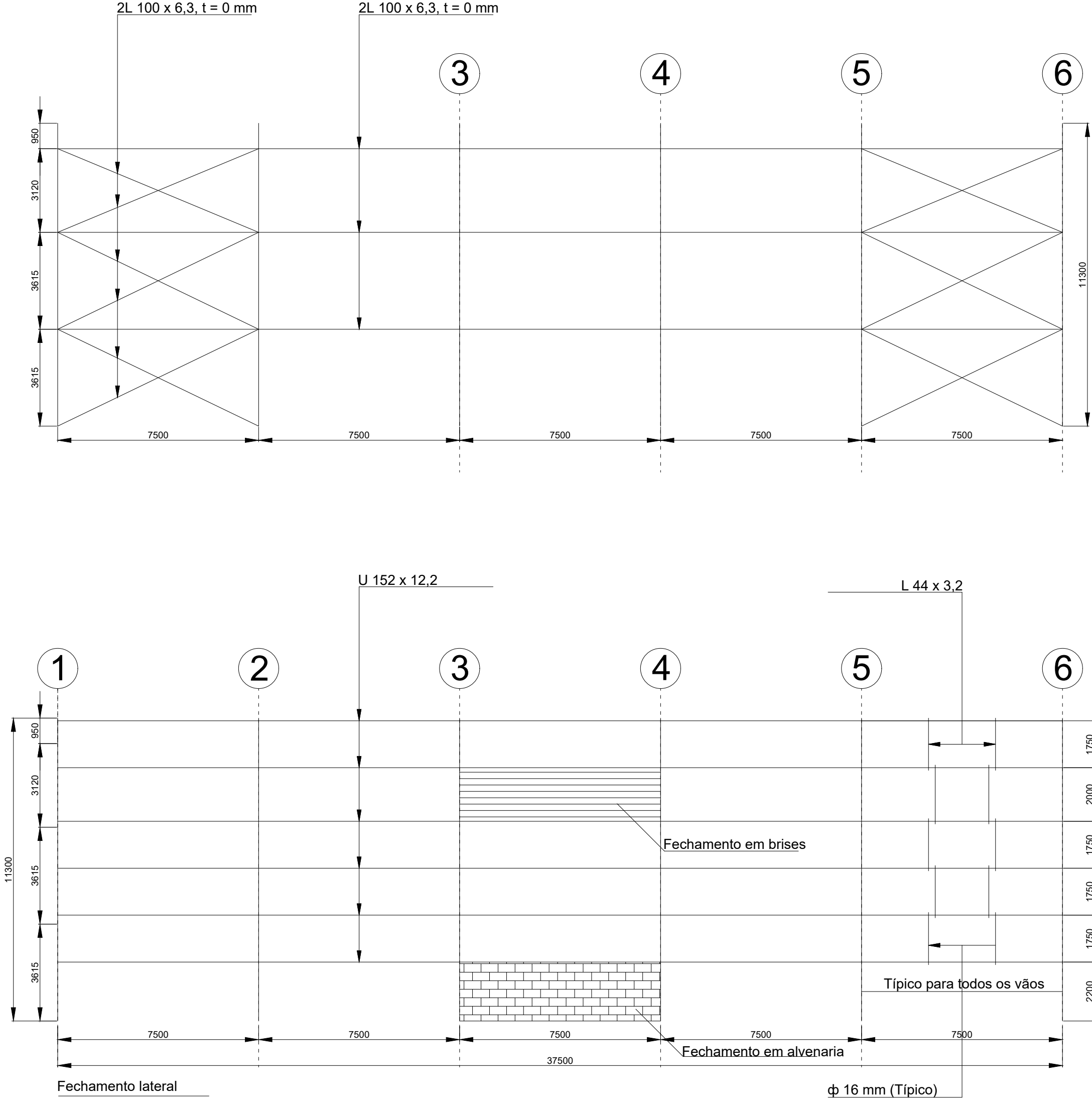
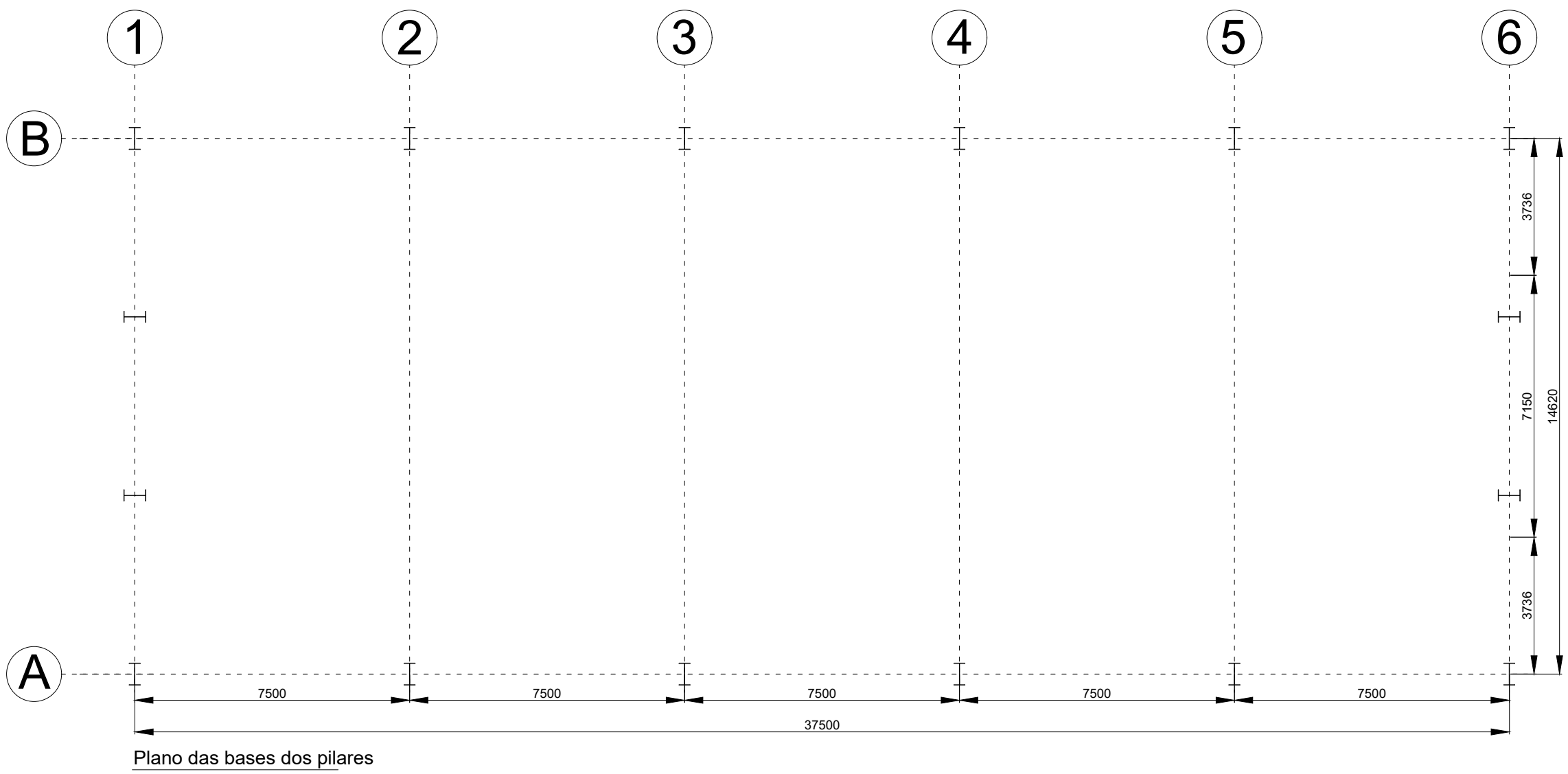
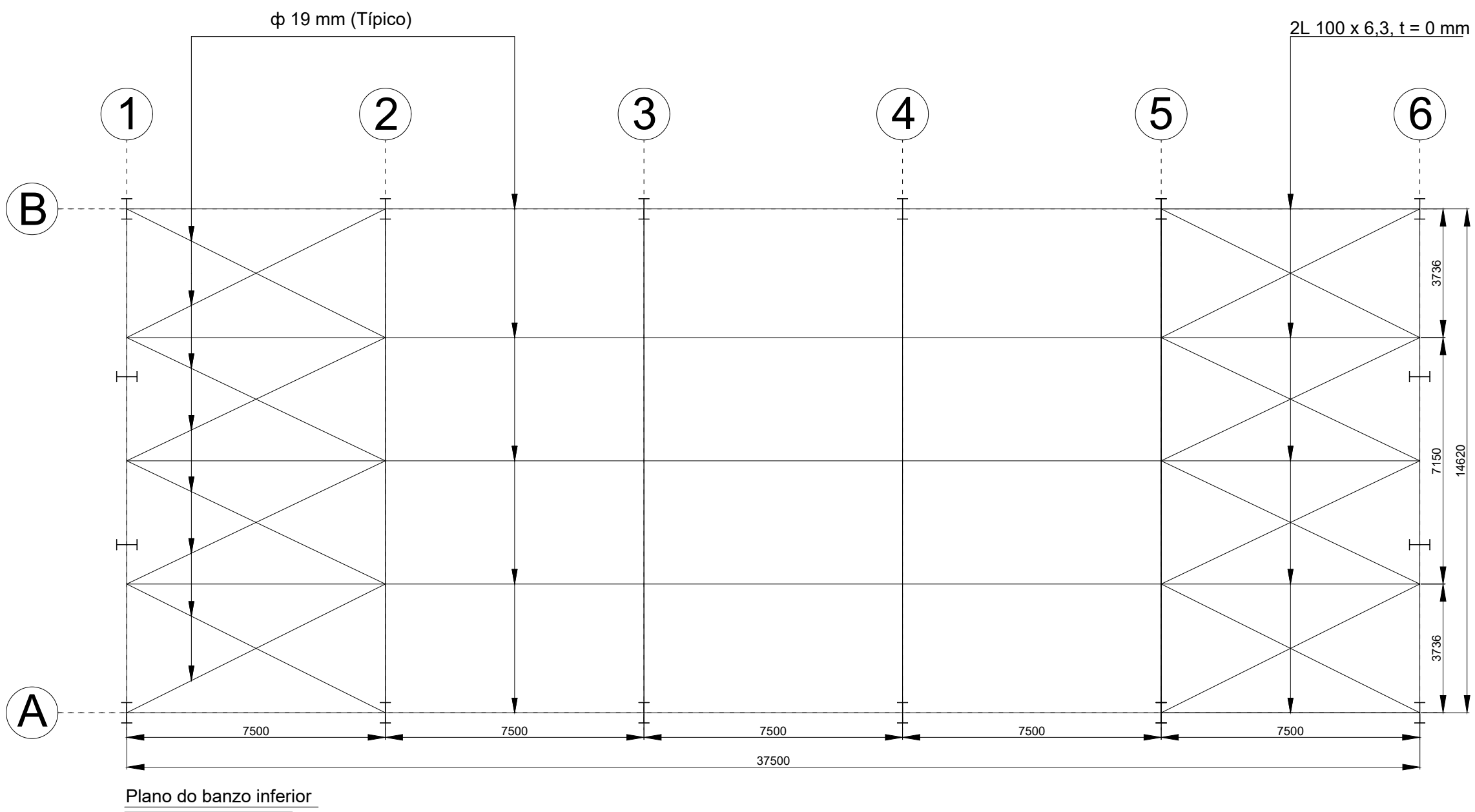
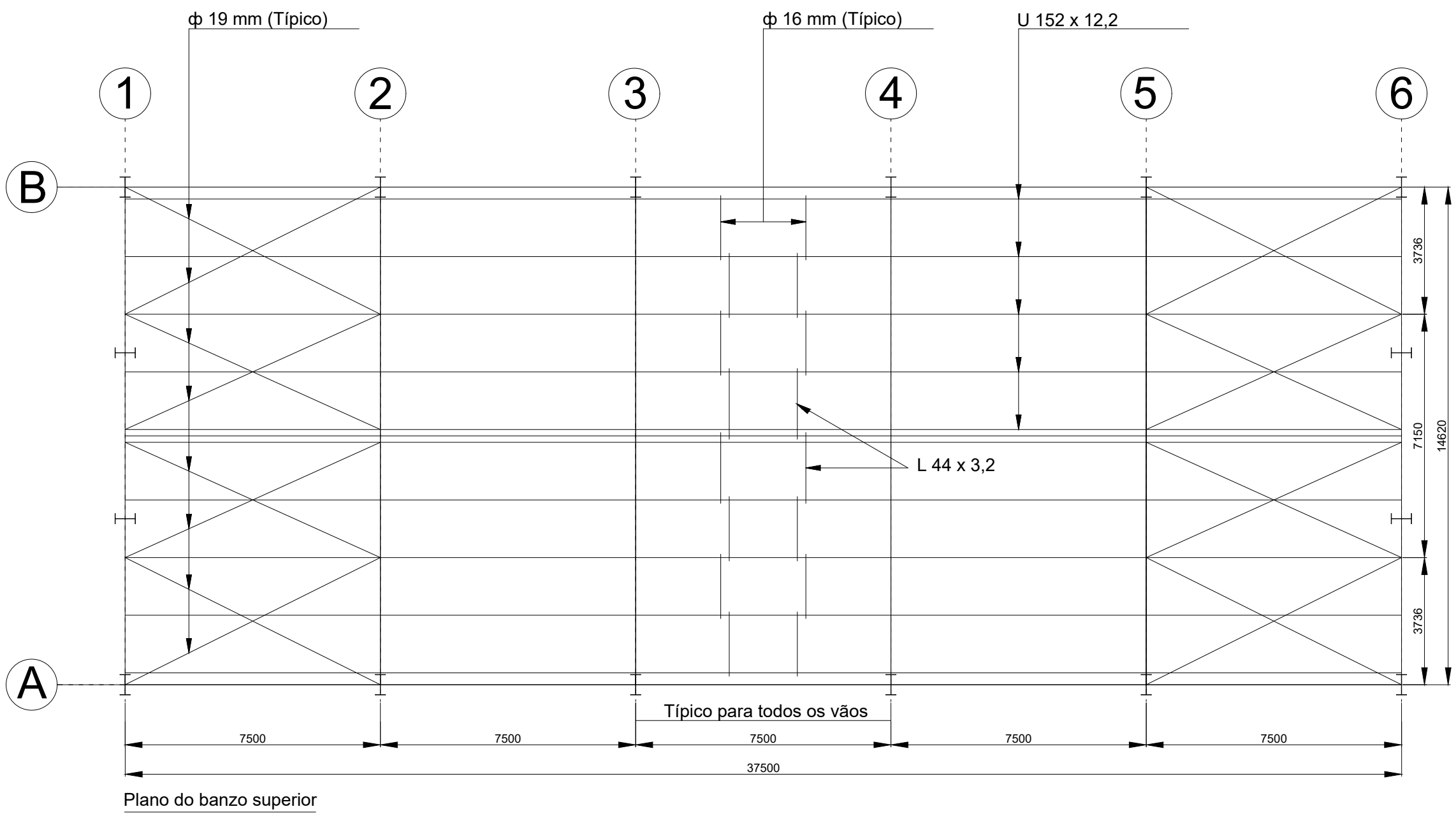
Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando os resultados obtidos, foi constatado o atendimento das ligações de emenda dos banzos segundo as orientações da ABNT NBR 8800:2008.

APÊNDICES A.1 e A.2 – Detalhamento – Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura metálica

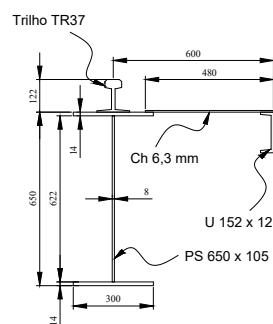
Apêndice A.1 – Detalhamento, dimensões e parâmetros de projeto da cobertura metálica

Apêndice A.2 – Esquemas das ligações da cobertura



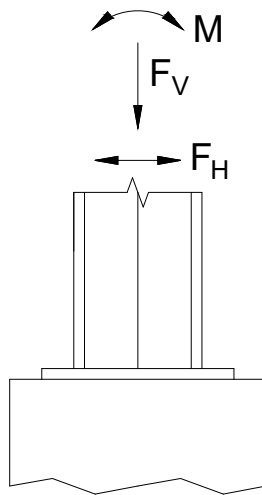
- NOTAS
1. Cotas em milímetros;
 2. Barras das treliças e terças especificadas compostas de aço ASTM A36;
 3. Barras de contraventamento especificadas compostas aço ASTM A36;
 4. Para consultar o detalhamento das ligações. ver Apêndice A.2;
 5. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice A.

Viga de Rolamento - Seção típica

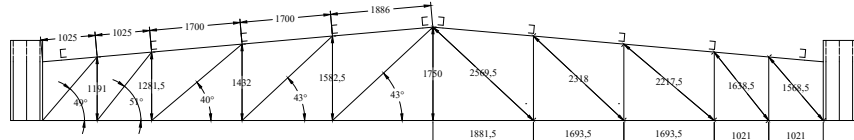
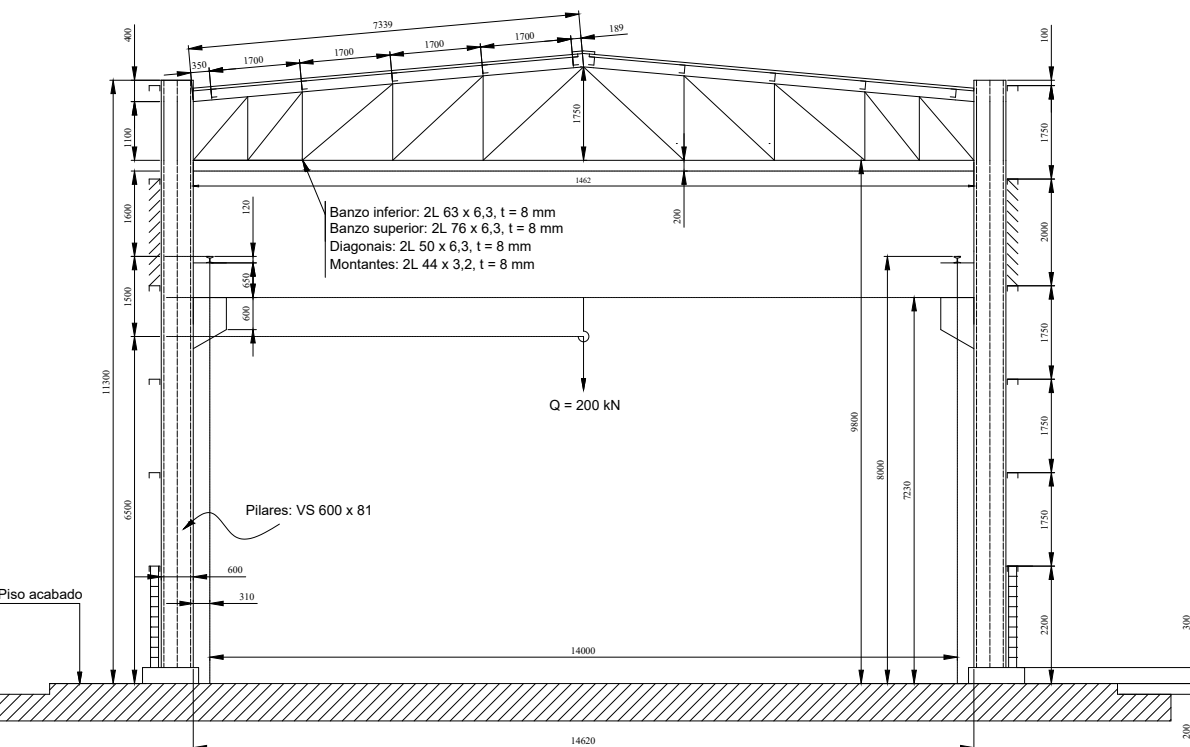


Ações nas bases - Filas (A) e (B) (Valores nominais críticos)			
Carregamento básico	F _v (kN)	F _h (kN)	M (kN.m)
1 - Permanente	3,86	55,28	13,10
2 - Ponte rolante I (Trole à esquerda)	29,98	238,19	150,38
3 - Ponte rolante II (Trole à direita)	29,81	250,98	111,90
4 - Sobrecarga	2,71	13,71	9,81
5 - Vento I (Vento a 90°)	21,78	-32,80	38,23
6 - Vento II (Vento a 0°)	55,50	-43,64	139,08

Tabela de ações máximas nas bases

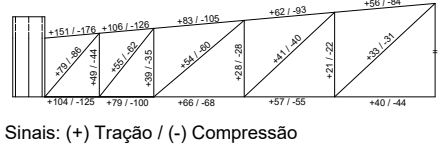


Dimensões da seção transversal (típica)

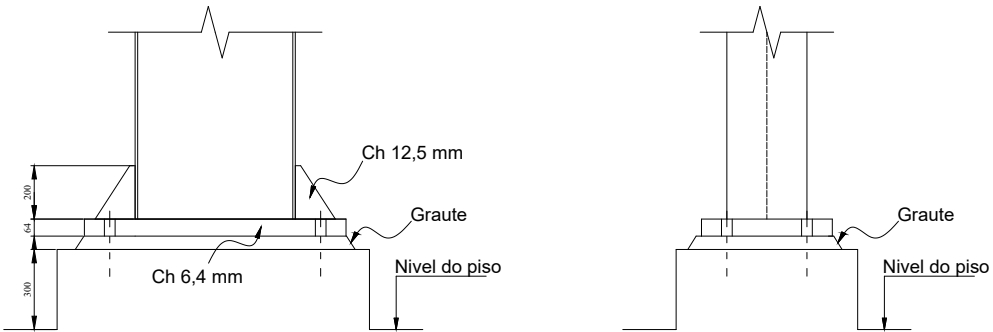
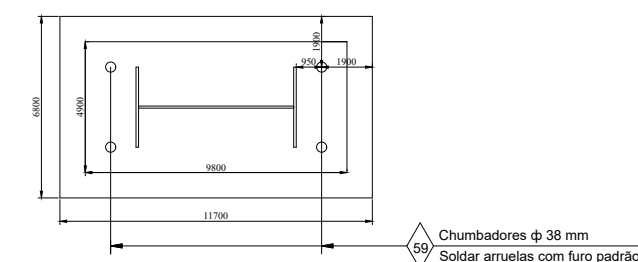
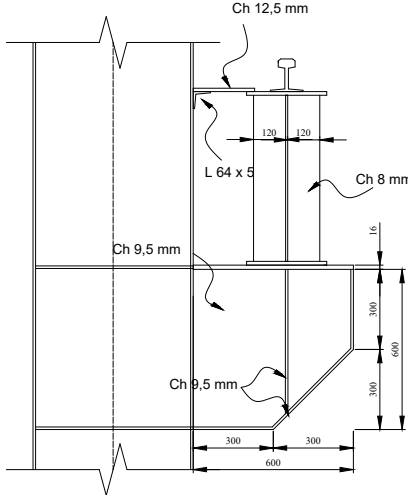


Dimensões da treliça (típica)

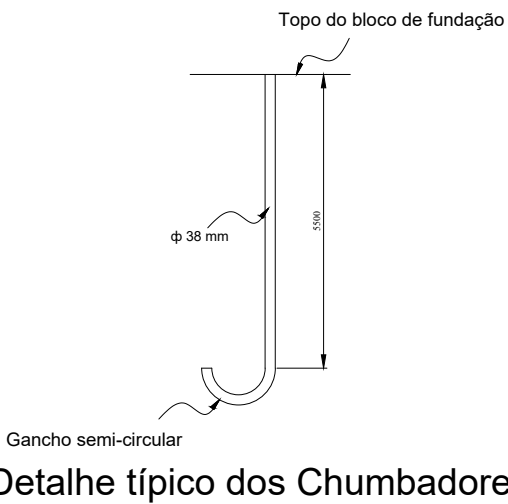
Envoltória de esforços axiais na treliça - NSd (kN)



Detalhe do apoio da Viga de Rolamento

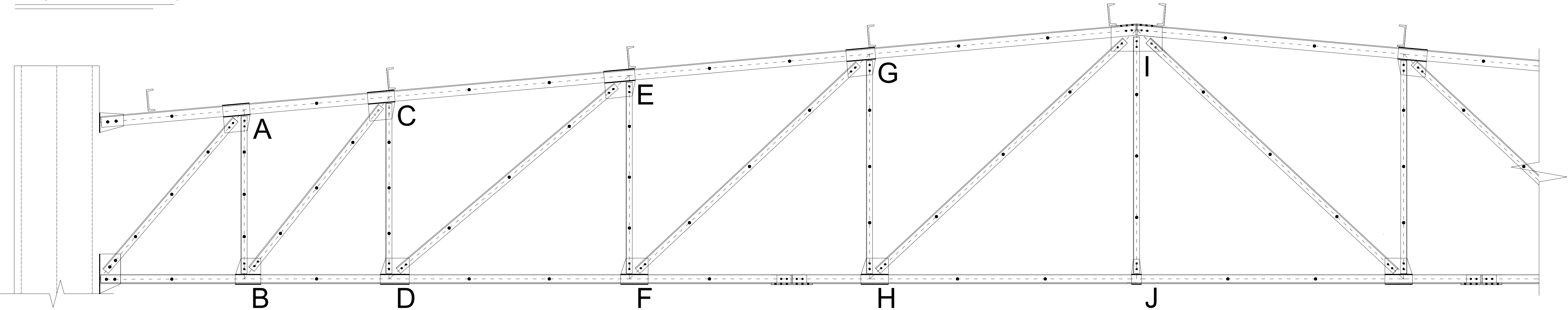


Base dos apoios - Pilares das Filas A e B

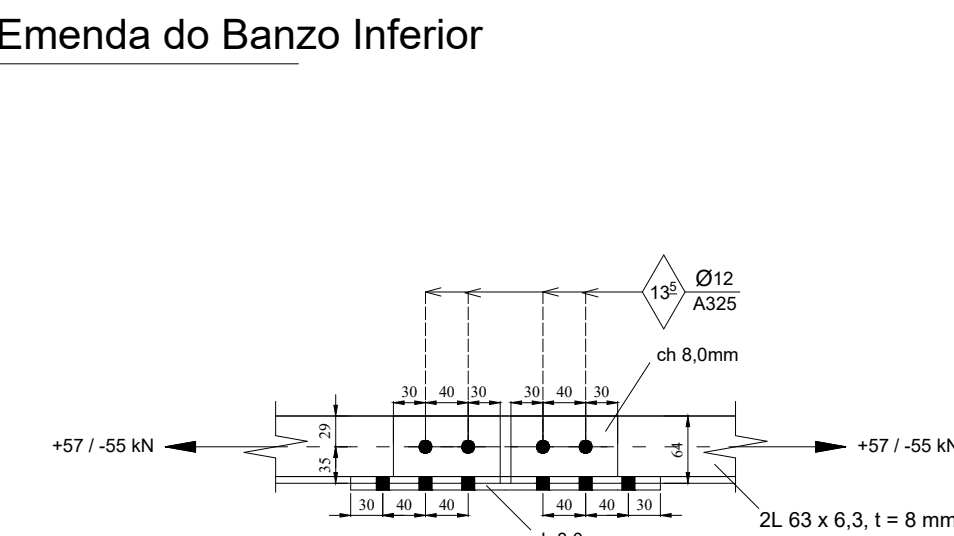
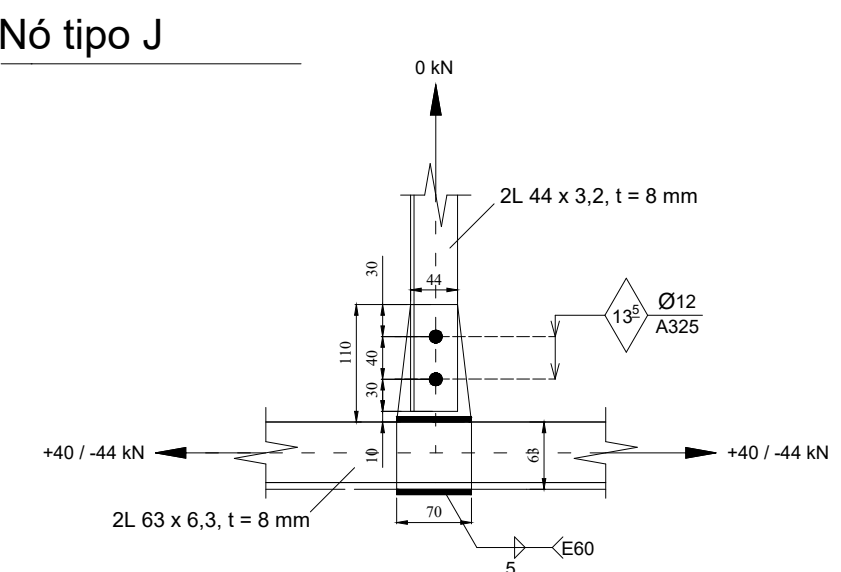
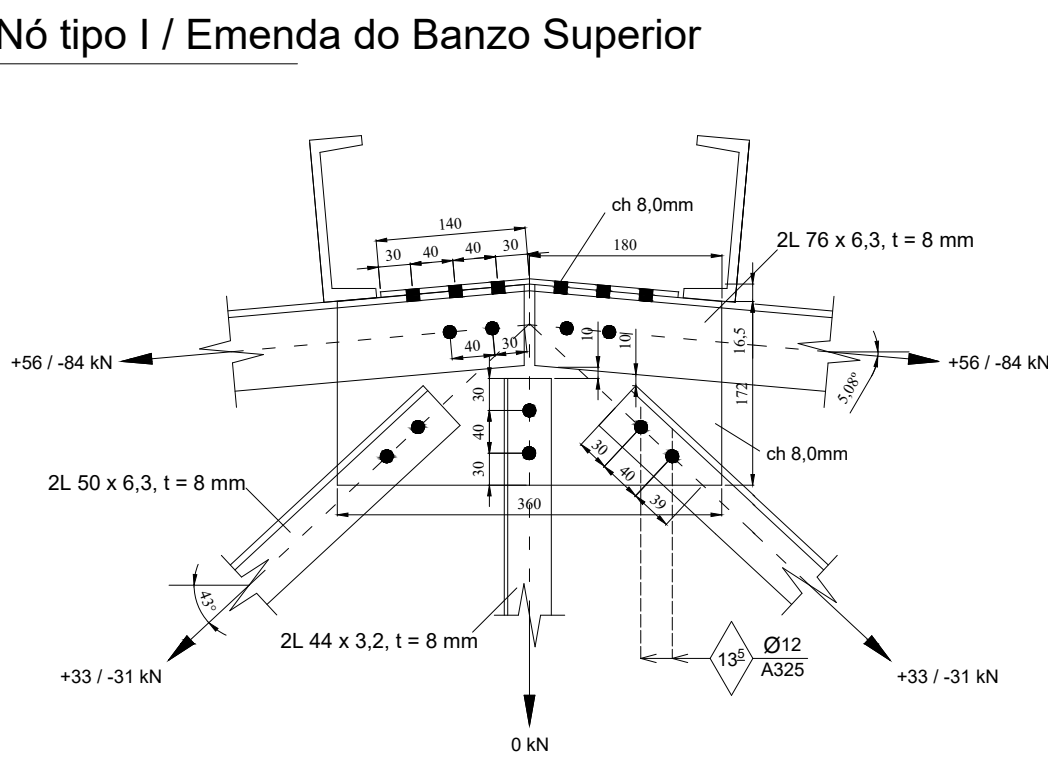
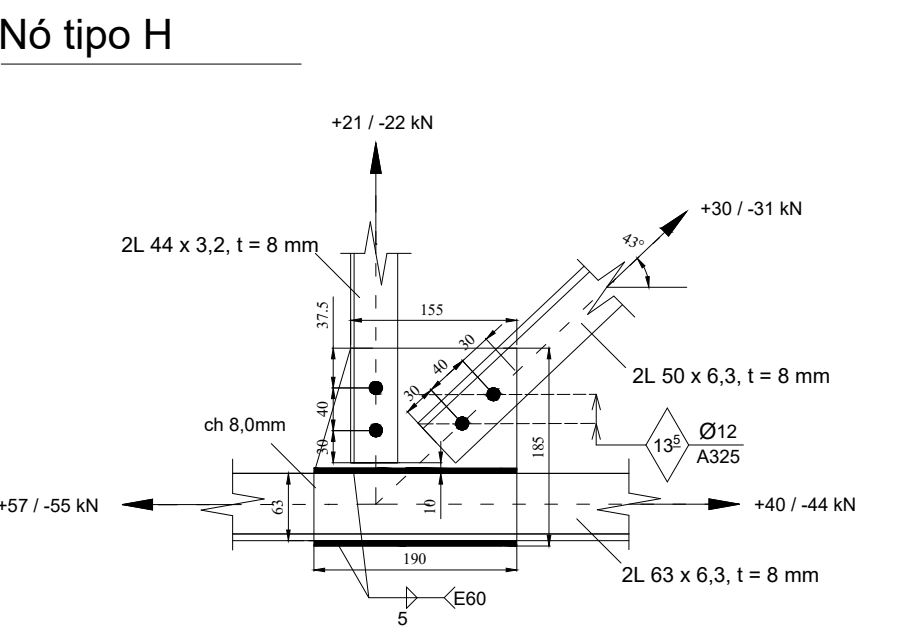
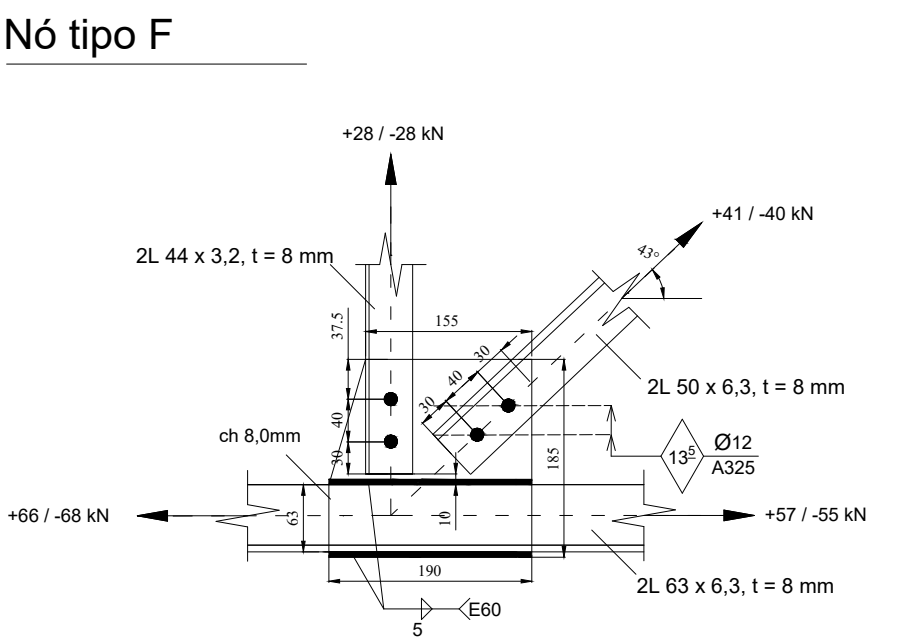
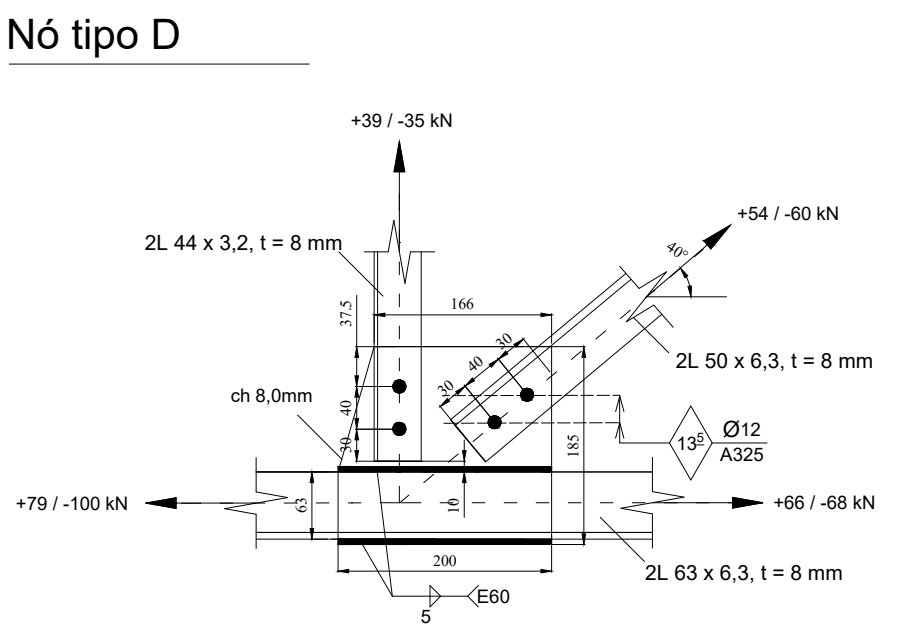
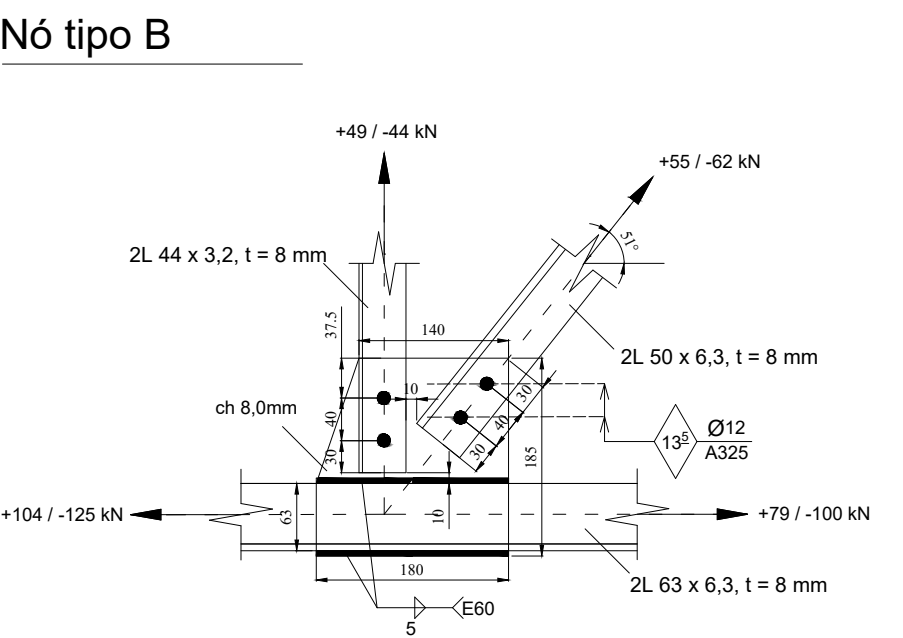
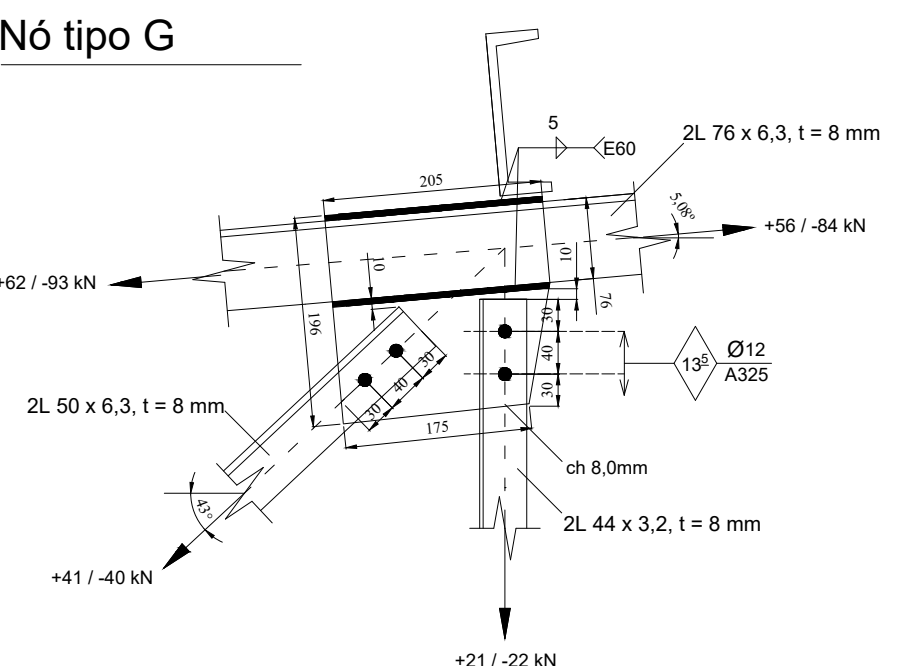
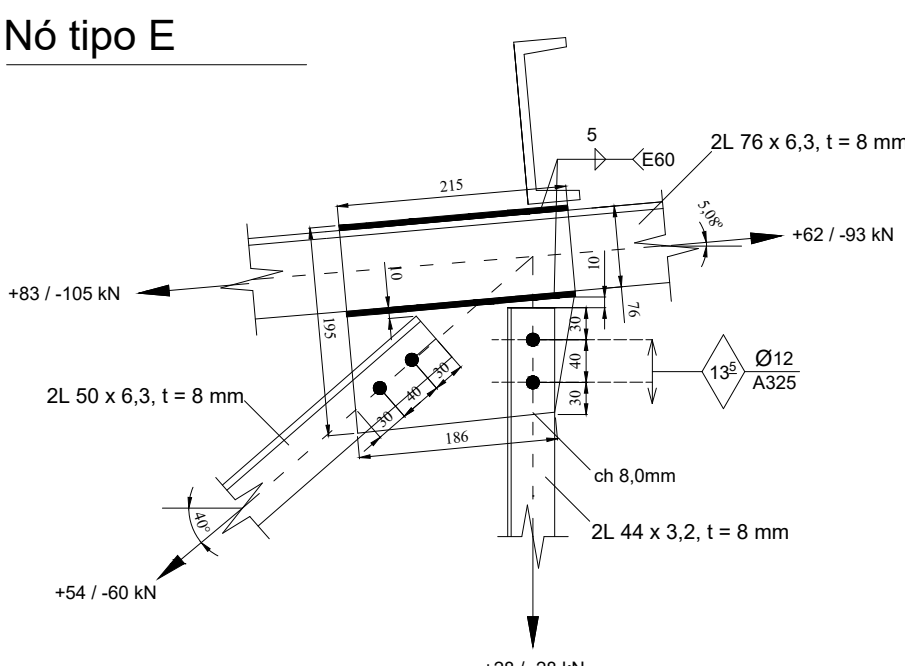
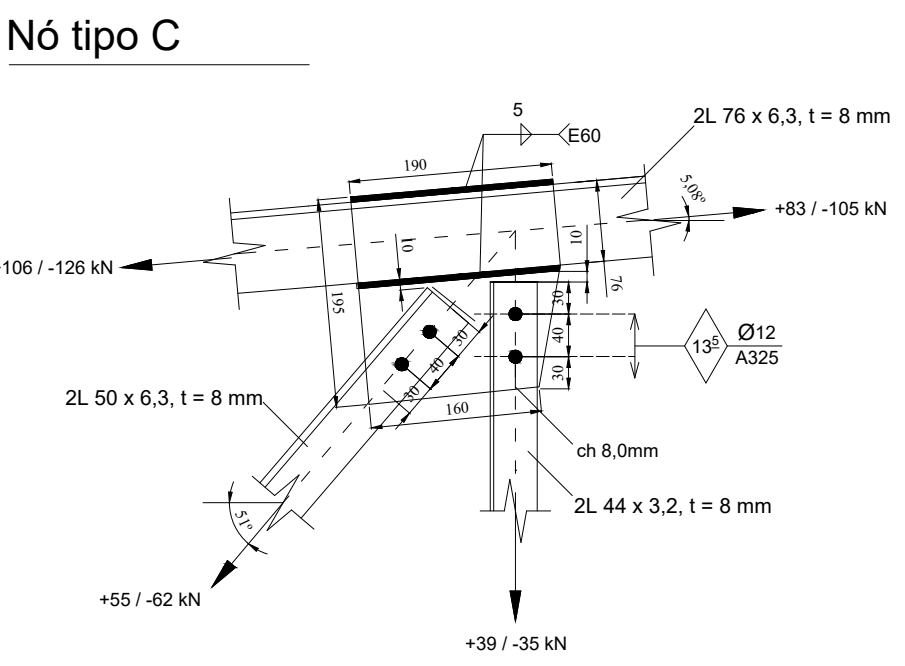
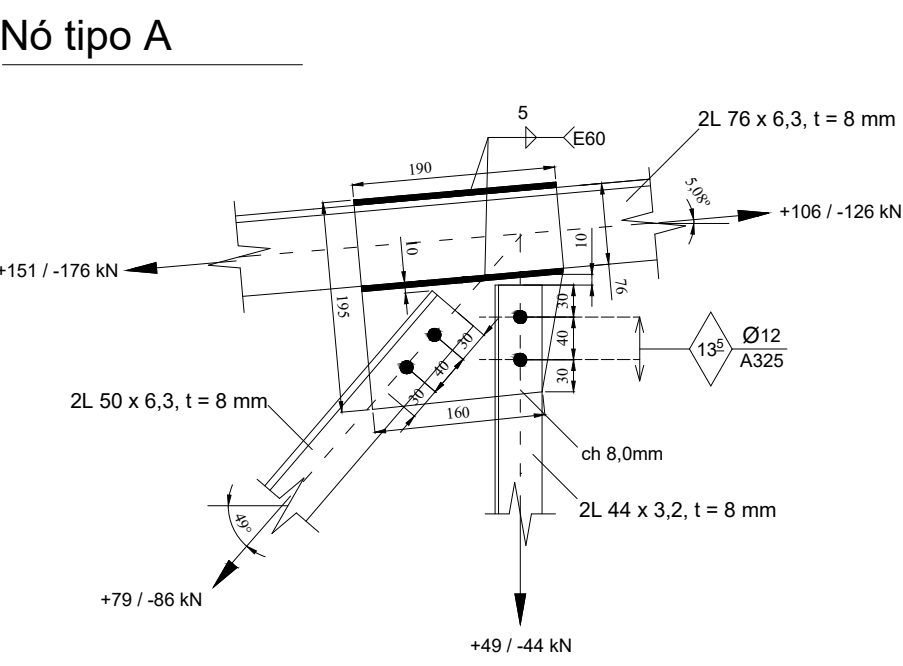
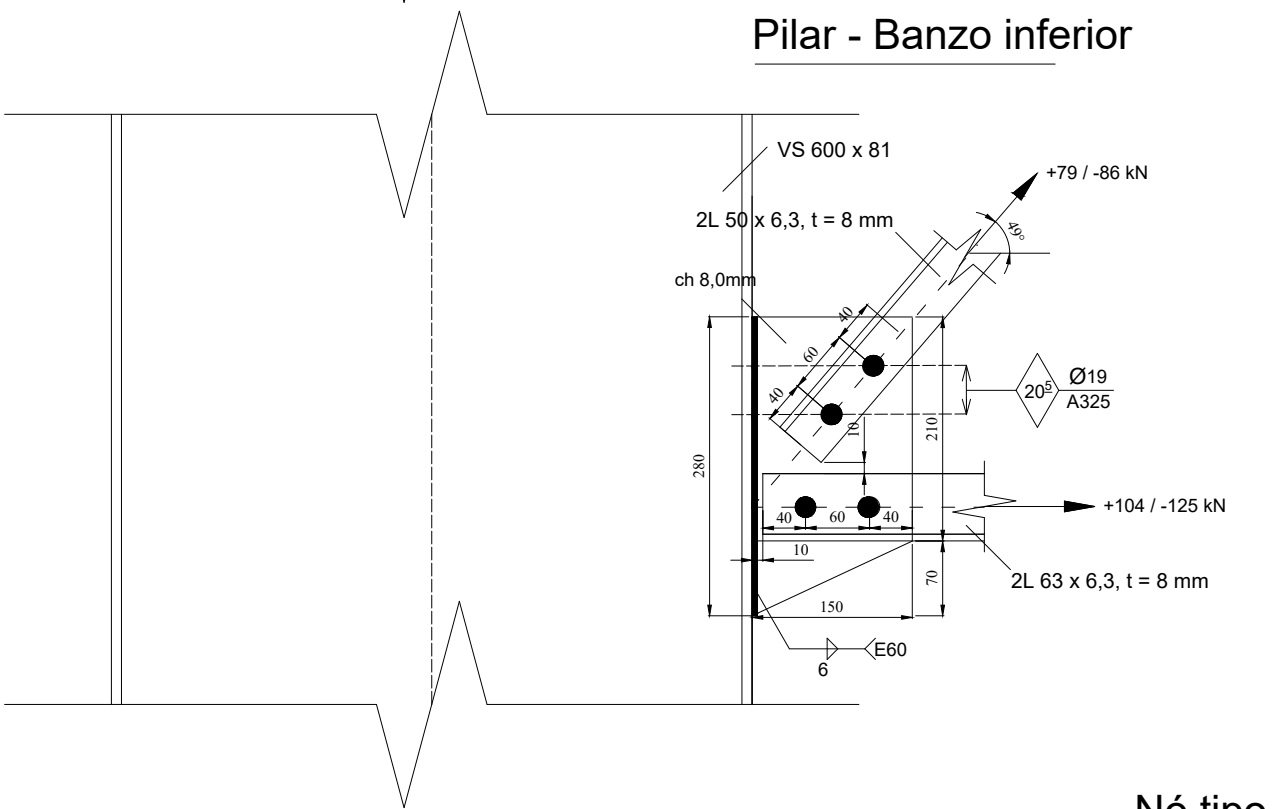
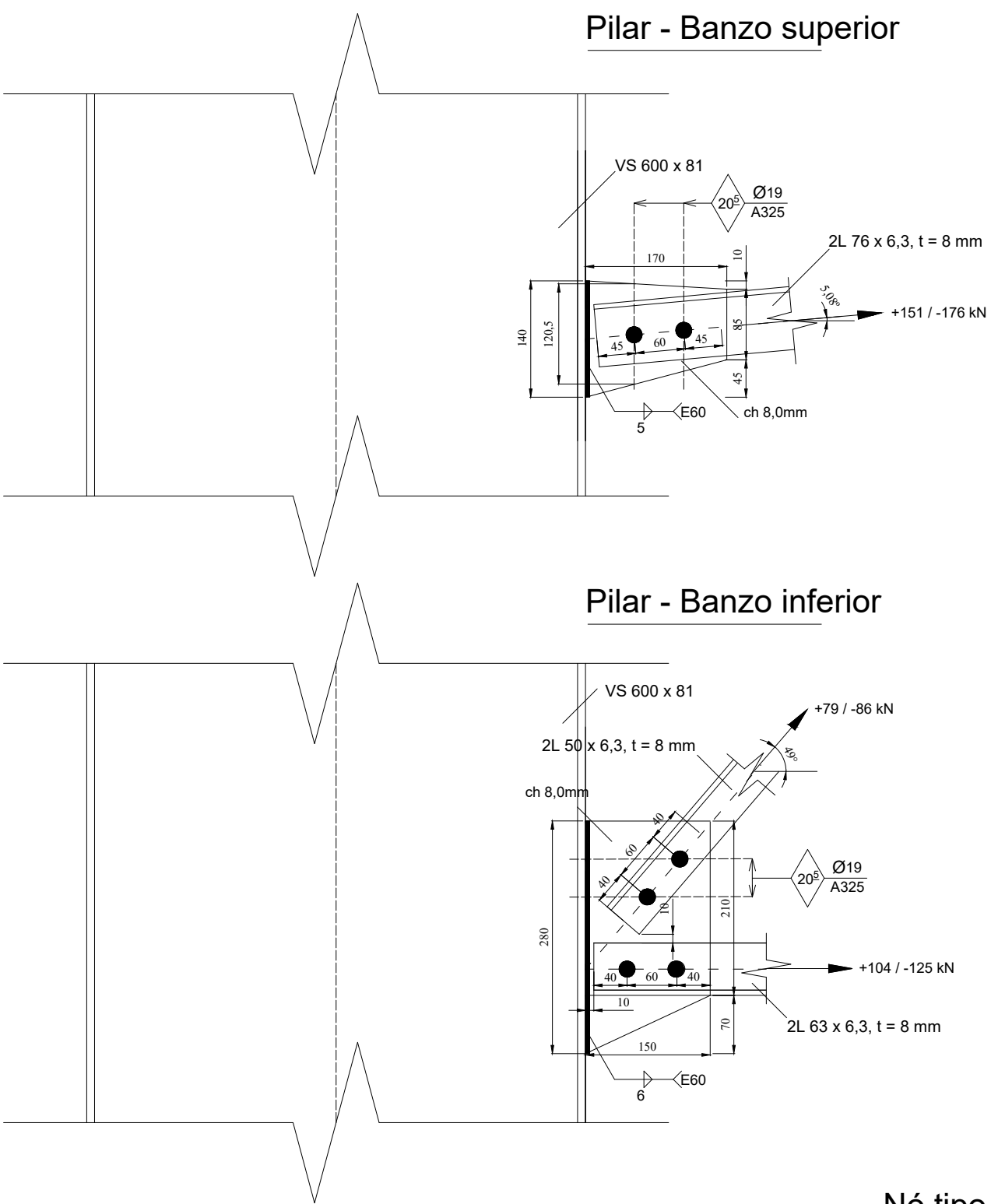


Detalhe típico dos Chumbadores

Esquema das treliças estruturais com a nomenclatura dos nós



Esquema das ligações da cobertura



- NOTAS
1. Cotas em milímetros;
 2. Barras das treliças e terças especificadas compostas de aço ASTM A36;
 3. Parafusos metálicos especificados compsotos de aço ASTM A325;
 4. Chapas metálicas especificadas compostas de aço ASTM A36;
 5. Para consultar as dimensões e detalhamento geral da cobertura, ver Apêndice A.1;
 6. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice A.

APÊNDICE B - Memorial de cálculo - Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura de madeira

B.1 OBJETIVOS

Este projeto teve como objetivo o dimensionamento de uma cobertura em estrutura treliçada de madeira para um galpão industrial na cidade São Carlos - SP, conforme as orientações da NBR 7190:1997 - Projeto de estruturas em madeira. Desta forma, o escopo do presente documento inclui o dimensionamento das terças, das barras das treliças, das ligações e do contraventamento, além da definição dos materiais a serem empregados na execução do empreendimento.

Cabe destacar que, conforme explicado anteriormente, o presente projeto foi formulado com base naquele disposto no Apêndice A, a fim de viabilizar a análise comparativa entre o galpão industrial considerado em estruturas em aço e em madeira.

B.2 DADOS INICIAIS

B.2.1 Parâmetros iniciais de projeto

O presente memorial de cálculo corresponde ao projeto de um galpão industrial, com telhado de duas águas. Seu fechamento consiste em paredes de alvenaria de blocos de concreto de 2.200 mm de altura, brises de 2.000 mm de altura e telhas de aço tipo sanduíche, tanto para o telhado como para as faces laterais da edificação. Além disso, possui um portão frontal de 4.000 mm x 4.000 mm.

Para a concepção deste, além das diretrizes apresentadas, foram considerados uma série de parâmetros de dimensionamento, os quais foram evidenciados por meio da Tabela 1.

Tabela 1: Parâmetros de dimensionamento considerados para a cobertura em madeira.

Parâmetro	Descrição	Valor
H (cm)	Altura da edificação	1.130,0
$L_{treliça}$ (cm)	Vão livre vencido pelas treliças	1.500,0
L (cm)	Distância entre pórticos transversais	300
n	Número de eixos	13
Tipo das treliças	Padrão de distribuição das barras das treliças	Howe
$i_{treliça}$ (cm)	Inclinação entre banzos da treliça	15,00°
g_{telhas} (kN/m)	Carregamento linearmente distribuído associado às telhas	0,120
Classe	Classe de resistência da madeira considerada	Dicotilêdoneas C20, C30, C40 e C60 ²

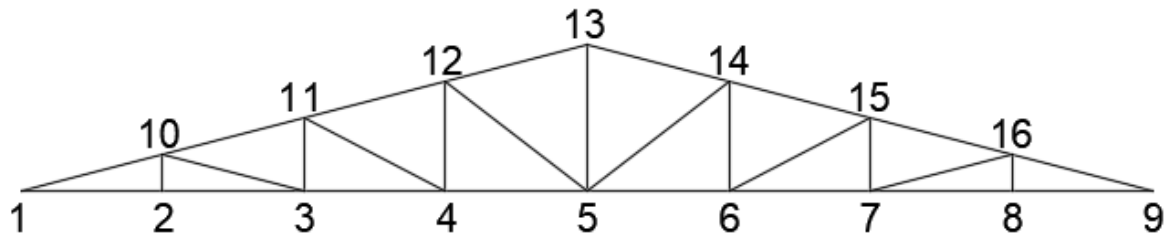
¹: Foi adotado o emprego de diversas classes de resistência, definidas na Tabela 9 da ABNT NBR 7190:1997, a fim de enriquecer a posterior análise comparativa.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Em conjunto com estes parâmetros, foi definido que a estrutura a ser dimensionada seria isostática tanto interna como externamente e que o apoio das treliças seria em suas extremidades, sendo desconsiderado o atrito entre estas e os pilares.

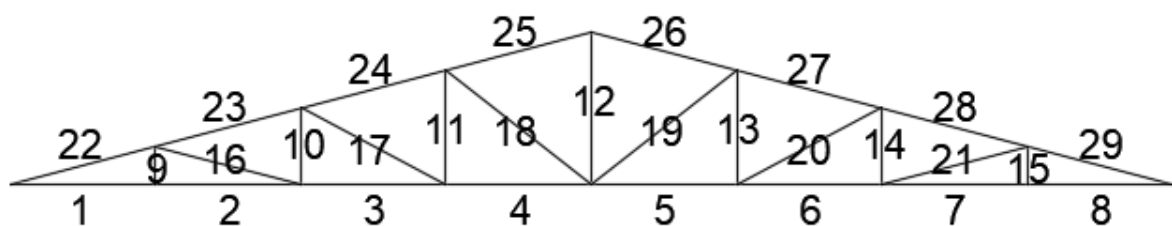
Na sequência, considerando a definição de projeto do uso de uma tesoura tipo Howe, foi adotada uma distribuição espacial para as barras, conforme apresentada por meio das Figuras 1 a 3. Assim, foram nomeados os nós e as barras da mesma, além de definidos os comprimentos das barras previamente adotadas.

Figura 1: Nomenclatura dos nós das treliças empregadas.



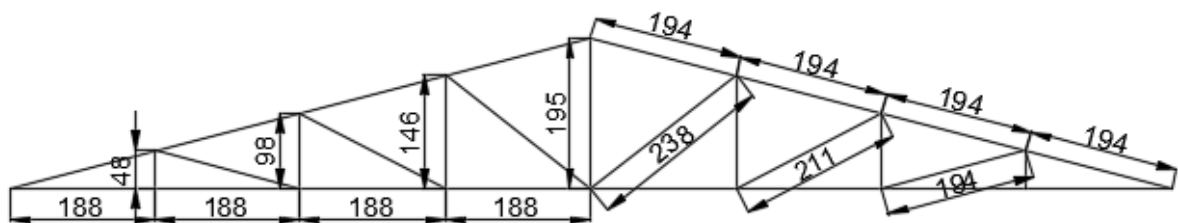
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 2: Nomenclatura das barras das treliças empregadas.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3: Comprimento das barras das treliças empregadas.



Fonte: Elaborada pelo autor.

B.2.2 Propriedades da madeira empregada

De posse da descrição geral do projeto, fez-se necessário determinar as propriedades mecânicas associadas à madeira empregada para o dimensionamento da cobertura. Para tal, em primeiro lugar, foram consideradas madeiras de classes C20, C30, C40 e C60, conforme descrito na Tabela 1. Assim, conforme disposto na Tabela 9 da norma ABNT NBR 7190:1997, foram consideradas para o projeto os parâmetros apresentados por meio da Tabela 2.

Tabela 2: Propriedades mecânicas consideradas para a madeira.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
$f_{c0,k}$ (kN/cm ²)	2,0	3,0	4,0	6,0
$f_{v,k}$ (kN/cm ²)	0,4	0,4	0,6	0,8
$E_{c0,m}$ (kN/cm ²)	950	1.450	1.950	2.450
$\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	500	650	750	800
ρ_{ap} (kg/m ³)	650	800	950	1.000

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, a fim de obter os valores de cálculo das resistências e do módulo de elasticidade apresentados na Tabela 3, foram adotados os coeficientes de modificação, $k_{mod,1}$, $k_{mod,2}$ e $k_{mod,3}$, definidos no tópico 6.4.4 do documento normativo. Para isto, foi estabelecida uma série de critérios, os quais foram apresentados a seguir.

- Carregamento de longa duração, em decorrência da consideração da ação do vento na edificação;
- Classe de umidade 1, devido ao fato do galpão ser localizado em São Carlos;
- A madeira empregada não será classificada, a fim de considerar a pior situação para dimensionamento.

Com base nestes critérios e consultando as Tabelas 10 e 11 da norma, foram obtidos os coeficientes dispostos na Tabela 3. Por outro lado, consultando o item 6.4.5 do documento, foram definidos os coeficientes de ponderação para os Estados Limites Últimos, os quais também constam na Tabela 3.

Tabela 3: Coeficientes de modificação e de ponderação das ações.

Parâmetro	Valor
$k_{mod,1}$	0,7
$k_{mod,2}$	1,0
$k_{mod,3}$	0,8
γ_{wc}	1,4
γ_{wt}	1,8
γ_{wv}	1,8

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes valores, foram utilizadas as equações (1) a (5), descritas nos tópicos 6.3.3, 6.4.4, e 6.4.9 do documento normativo.

$$k_{mod} = k_{mod,1} k_{mod,2} k_{mod,3} \quad (1)$$

$$E_{co,ef} = k_{mod} E_{co,m} \quad (2)$$

$$f_{c0,d} = f_{c0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_{wc}} \quad (3)$$

$$f_{t0,d} = \frac{f_{c0,k}}{0,77} \frac{k_{mod}}{\gamma_{wt}} \quad (4)$$

$$f_{v0,d} = f_{v0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_{wv}} \quad (5)$$

Onde:

k_{mod} : coeficiente de modificação;

$k_{mod,1}$: coeficiente de modificação associado à classe de carregamento;

$k_{mod,2}$: coeficiente de modificação associado à classe de umidade;

$k_{mod,3}$: coeficiente de modificação associado à categoria da madeira;

$E_{co,ef}$: módulo de elasticidade efetivo na compressão paralela às fibras (kN/cm²);

$E_{co,m}$: módulo de elasticidade médio na compressão paralela às fibras (kN/cm²);

$f_{c0,d}$: resistência de cálculo à compressão paralela às fibras (kN/cm²);

$f_{c0,k}$: resistência característica à compressão paralela às fibras (kN/cm²);

γ_{wc} : coeficiente de ponderação de resistências à compressão paralela às fibras;

$f_{t0,d}$: resistência de cálculo à tração paralela às fibras (kN/cm²);

γ_{wt} : coeficiente de ponderação de resistências de tração paralela às fibras;

$f_{v0,d}$: resistência de cálculo ao cisalhamento paralela às fibras (kN/cm²);

$f_{v0,k}$: resistência característica ao cisalhamento paralela às fibras (kN/cm²);

γ_{wv} : coeficiente de ponderação de resistências de cisalhamento paralela às fibras.

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos a partir desta formulação constam nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4: Cálculo do coeficiente de modificação.

Parâmetro	Valor
$k_{mod,1}$	0,70
$k_{mod,2}$	1,00
$k_{mod,3}$	0,80
k_{mod}	0,56

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 5: Cálculo das resistências e os módulos de elasticidade de cálculo.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
k_{mod}	0,56	0,56	0,56	0,56
$f_{c0,k}$ (kN/cm ²)	2,00	3,00	4,00	6,00
$f_{c0,d}$ (kN/cm ²)	0,80	1,20	1,60	2,40
$f_{t0,d}$ (kN/cm ²)	0,81	1,21	1,62	2,42
$f_{v0,d}$ (kN/cm ²)	0,12	0,16	0,19	0,25
$E_{c0,ef}$ (kN/cm ²)	532	812	1.092	1.372

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

B.3.1 Propriedades geométricas da seção transversal

Na sequência, foram dimensionadas as peças da cobertura denominadas de terças. Estes elementos recebem diretamente os carregamentos decorrentes do peso próprio das telhas, da ação do vento e de eventuais sobrecargas no telhado, assim como o peso próprio da madeira que os compõem.

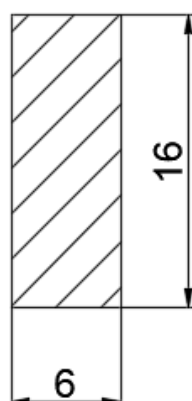
A fim de realizar os cálculos associados ao dimensionamento das terças, foi necessário adotar uma seção transversal para estas peças. Desta forma, foram adotadas seções simples, dependendo da classe de resistência, conforme ilustrado por meio da Tabela 6 e da Figura 4.

Tabela 6: Dimensões adotadas para as terças.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
$b_{terças}$ (cm)	6,0	6,0	6,0	6,0
$h_{terças}$ (cm)	16,0	16,0	12,0	12,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4: Dimensões adotadas para as terças.



a) Classes C20 e C30



b) Classes C40 e C60

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse das geometrias adotadas, foram determinadas as propriedades geométricas destas seções transversais, empregando as equações (6) a (8).

$$A_i = b_i h_i \quad (6)$$

$$I_{x,i} = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (7)$$

$$I_{y,i} = \frac{h_i b_i^3}{12} \quad (8)$$

Onde:

A_i : área da seção transversal de uma peça i (cm²);

b_i : largura da peça i (cm);

h_i : altura da peça i (cm);

$I_{x,i}$: momento de inércia da peça i segundo o eixo x (cm⁴);

$I_{y,i}$: momento de inércia da peça i segundo o eixo y (cm⁴).

Os parâmetros empregados e os resultados obtidos foram apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal das terças.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
$b_{terça}$ (cm)	6	6	6	6
$h_{terça}$ (cm)	16	16	12	12
$A_{terça}$ (cm ²)	96	96	72	72
$I_{x,terça}$ (cm ⁴)	2.048	2.048	864	864
$I_{y,terça}$ (cm ⁴)	288	288	216	216

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3.2 Cálculo do peso próprio das terças

A seguir, como mencionado anteriormente, foi necessário calcular os carregamentos atuantes nas terças. O primeiro a ser avaliado foi o seu peso próprio, caracterizado pela densidade da madeira empregada para sua composição. Assim, utilizando as equações (9) a (12), foi determinada a contribuição desta ação na solicitação dos elementos.

$$V_i = A_i L_i \quad (9)$$

$$M_i = V_i \rho_{ap,i} \quad (10)$$

$$G_i = M_i \frac{g}{1000} \quad (11)$$

$$p_{g,i} = \frac{G_i}{L_i} \quad (12)$$

Onde:

V_i : volume de uma peça i (cm³);

L_i : comprimento de uma peça i (cm);

M_i : massa de uma peça i (kg);

$\rho_{ap,i}$: densidade aparente da madeira da peça i (kg/cm³);

G_i : peso de uma peça (kN);

g : aceleração gravitacional, considerada igual a 9,81 m/s²;

$p_{g,i}$: carregamento distribuído associado ao peso próprio de uma peça (kN/m).

O procedimento de cálculo consta na Tabela 8.

Tabela 8: Cálculo dos carregamentos associados ao peso próprio das terças.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
$A_{terça}$ (cm ²)	96	96	72	72
$L_{terça}$ (cm)	300	300	300	300
$V_{terça}$ (cm ³)	28.800	28.800	21.600	21.600
ρ_{ap} (kg/m ³)	650	800	950	1.000
$M_{terça}$ (kg)	18,72	23,04	20,52	21,60
g (m/s ²)	9,81	9,81	9,81	9,81
$P_{terça}$ (kN)	0,184	0,226	0,201	0,212
$p_{g,terça}$ (kN/m)	0,061	0,075	0,067	0,071

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3.3 Cálculo do peso próprio das telhas

De forma semelhante, foi necessário determinar o carregamento associado ao apoio das telhas nas terças. Para isto, com base no peso destes elementos adotado no Apêndice A, foi avaliada a contribuição das telhas nas solicitações da terça crítica, ou seja, aquela com a maior superfície do telhado associada, a partir da equação (13).

$$p_{g,telhas} = g_{telhas} d_{telhas} \quad (13)$$

Onde:

$p_{g,telhas}$: carregamento distribuído associado ao peso próprio das telhas em uma terça (kN/m);

g_{telhas} : carregamento distribuído em área associado ao peso próprio das telhas (kN/m²);
 d_{telhas} : distância máxima entre pontos intermediários de barras do banzo superior consecutivas (m);

Empregando esta formulação, foram obtidos os valores dispostos na Tabela 9.

Tabela 9: Cálculo dos carregamentos associados ao peso próprio das telhas nas terças.

Parâmetro	Valor
d_{telhas} (m)	1,94
g_{telhas} (kN/m ²)	0,120
$p_{g,telhas}$ (kN/m)	0,233

Fonte: Elaborada pelo autor.

Por fim, de posse dos carregamentos permanente associados ao peso próprio das terças e das telhas, foi possível determinar o carregamento distribuído permanente total atuante nas telhas, empregando a equação (14).

$$p_g = p_{g,terças} + p_{g,telhas} \quad (14)$$

Onde:

p_g : carregamento distribuído total atuante nas terças (kN/m);

$p_{g,terças}$: carregamento distribuído, associado ao peso próprio da terça (kN/m).

Os parâmetros de cálculo e os resultados obtidos constam na Tabela 10.

Tabela 10: Cálculo dos carregamentos permanentes totais atuantes nas terças.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
$p_{g,terças}$ (kN/m)	0,061	0,075	0,067	0,071
$p_{g,telhas}$ (kN/m)	0,233	0,233	0,233	0,233
p_g (kN/m)	0,294	0,308	0,300	0,303

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3.4 Cálculo da ação variável a ser considerada

Por outro lado, a fim de considerar solicitações variáveis para as terças, foram consideradas duas possibilidades:

- Considerar a ação do vento, calculado segundo as orientações do documento ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento nas edificações;
- Considerar a ação de sobrecarga devida à presença de um operário realizando manutenções sobre o telhado.

Avaliando ambas possibilidades, foi determinado que a condição usualmente considerada como mais crítica consiste na sobrecarga associada unicamente à presença do operário, uma vez que ambas ações não fazem sentido em conjunto. Desta forma, foi adotado um valor para a carga concentrada decorrente desta ação igual a $Q = 1\text{kN}$, correspondente a uma massa aproximada de 100 kg.

B.3.5 Cálculo dos esforços aplicados nas terças

De posse dos valores das ações a serem consideradas para o dimensionamento das terças, foi efetuado o cálculo dos esforços previstos nestas. De acordo com o documento normativo, a situação de cálculo a ser empregada consiste na flexão simples oblíqua, definida no item 7.3.4. Assim, foram empregadas as equações (14) a (24), de modo a distribuir o carregamento inclinado nos eixos principais de inércia da seção. As variáveis consideradas e os resultados gerados foram apresentados por meio da Tabela 12.

Cabe destacar que, para a formulação destas equações, foram considerados os coeficientes apresentados pelas Tabelas 4 e 6 do documento normativo supracitado. Estas foram consultadas considerando ações permanentes de grande variabilidade, conforme realizado usualmente em projetos de estruturas em madeira, e combinações normais de carregamento. Assim, foram identificados os coeficientes que constam na Tabela 11.

Tabela 11: Coeficientes de ponderação das ações atuantes nas terças.

Parâmetro	Valor
γ_g^+	1,4
γ_g^-	0,9
γ_q	1,4

Fonte: Elaborada pelo autor.

$$M_{i,d} = \gamma_g^+ M_{g,ki} + \gamma_q M_{q,ki} \quad (15)$$

$$M_{g,kx} = \frac{p_g \cos(\alpha) L_{terça}^2}{8} \quad (16)$$

$$M_{q,kx} = \frac{Q \cos(\alpha) L_{terça}}{4} \quad (17)$$

$$M_{g,ky} = \frac{p_g \sin(\alpha) L_{terça}^2}{8} \quad (18)$$

$$M_{q,ky} = \frac{Q \sin(\alpha) L_{terça}}{4} \quad (19)$$

$$V_{i,d} = \gamma_g^+ V_{g,ki} + \gamma_q V_{q,ki} \quad (20)$$

$$V_{g,kx} = \frac{p_g \cos(\alpha) L_{terça}}{2} \quad (21)$$

$$V_{q,kx} = \frac{Q \cos(\alpha)}{2} \quad (22)$$

$$V_{g,ky} = \frac{p_g \sin(\alpha) L_{terça}}{2} \quad (23)$$

$$V_{q,ky} = \frac{Q \sin(\alpha)}{2} \quad (24)$$

Onde:

$M_{i,d}$: momento fletor solicitante de cálculo máximo, com relação ao eixo i (kN.cm);

$M_{g,ki}$: momento fletor solicitante de cálculo devido à ação permanente, com relação ao eixo i (kN.cm);

$M_{q,ki}$: momento fletor solicitante de cálculo devido à ação variável, com relação ao eixo i (kN.cm);

$L_{terça}$: comprimento de uma terça (cm);

Q : carregamento concentrado aplicado nas terças (kN);

α : ângulo de inclinação da terça, equivalente à inclinação da treliça ($^\circ$).

$V_{i,d}$: força cortante solicitante de cálculo máxima, com relação a um eixo i (kN);

$V_{g,ki}$: força cortante solicitante de cálculo devida à ação permanente, com relação a um eixo i (kN);

$V_{q,ki}$: força cortante solicitante de cálculo devida à ação variável, com relação a um eixo i (kN).

Tabela 12: Cálculo dos esforços solicitantes nas terças.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
p_g (kN/m)	0,294	0,308	0,300	0,303
Q (kN)	1	1	1	1
γ_g^+	1,4	1,4	1,4	1,4
γ_q	1,4	1,4	1,4	1,4
α (rad)	0,254	0,254	0,254	0,254
$p_g \cos(\alpha)$ (kN/m)	0,285	0,298	0,290	0,294
$p_g \sin(\alpha)$ (kN/m)	0,074	0,078	0,075	0,076
$Q \cos(\alpha)$ (kN)	0,968	0,968	0,968	0,968
$Q \sin(\alpha)$ (kN)	0,252	0,252	0,252	0,252
$L_{terça}$ (cm)	300	300	300	300
$M_{x,d}$ (kN.cm)	146,44	148,59	147,34	147,87
$M_{y,d}$ (kN.cm)	38,07	38,63	38,31	38,45
$V_{x,d}$ (kN)	1,275	1,304	1,287	1,294
$V_{y,d}$ (kN)	0,332	0,339	0,335	0,336

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3.6 Verificação das tensões normais solicitantes

Com os valores das solicitações calculadas, foi possível verificar o atendimento da seção adotada. Desta forma, empregando as equações descritas nos tópicos 7.3.3 e 7.3.4 do documento normativo, apresentadas a seguir por meio das equações (25) e (26), apresentadas naquele, e (27) e (28), apresentadas neste, foi verificado o atendimento das terças às recomendações da norma quanto às tensões decorrentes da flexão simples oblíqua.

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{w,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{w,d}} \leq 1 \quad (25)$$

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{w,d}} k_M + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{w,d}} \leq 1 \quad (26)$$

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d}}{I_x} \frac{h_{terça}}{2} \quad (27)$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{M_{y,d}}{I_y} \frac{b_{terça}}{2} \quad (28)$$

Onde:

$\sigma_{Mx,d}$: tensão normal solicitante de cálculo, segundo o eixo x (kN/cm²);

$\sigma_{My,d}$: tensão normal solicitante de cálculo, segundo o eixo y (kN/cm²);

k_M : coeficiente de correção da seção, igual a 0,5 segundo o tópico 7.3.4 da norma brasileira, ao tratar-se de uma seção retangular.

Os resultados desta avaliação, em conjunto com os parâmetros envolvidos, constam na Tabela 13.

Tabela 13: Verificação das terças com relação às solicitações normais.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
$I_{x,terça}$ (cm ⁴)	2.048	2.048	864	864
$I_{y,terça}$ (cm ⁴)	288	288	216	216
$h_{terça}$ (cm)	16	16	12	12
$b_{terça}$ (cm)	6	6	6	6
$\sigma_{Mx,d}$ (kN/cm ²)	0,572	0,580	1,023	1,027
$\sigma_{My,d}$ (kN/cm ²)	0,397	0,402	0,532	0,534
k_M	0,5	0,5	0,5	0,5
$\sigma_{Mx,d} / f_{c0,d}$	0,715	0,484	0,639	0,428
$\sigma_{My,d} / f_{c0,d}$	0,496	0,335	0,333	0,222
$\sigma_{Mx,d} + k_M \cdot \sigma_{My,d}$	0,963	0,651	0,806	0,539
$k_M \cdot \sigma_{Mx,d} + \sigma_{My,d}$	0,853	0,577	0,652	0,436

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3.7 Verificação das tensões tangenciais solicitantes

Analogamente, foi verificado o atendimento das terças às recomendações descritas no tópico 7.4.1 da norma, apresentadas por meio das equações (29) a (31). Assim, foram calculadas as tensões solicitantes decorrentes de esforços cortantes e avaliado seu atendimento, conforme apresentado por meio da Tabela 14.

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad (29)$$

$$\tau_{x,d} = \frac{3}{2} \frac{V_{x,d}}{A_{terça}} \quad (30)$$

$$\tau_{y,d} = \frac{3}{2} \frac{V_{y,d}}{A_{terça}} \quad (31)$$

Onde:

τ_d : tensão tangencial solicitante de cálculo (kN/cm²);

$\tau_{x,d}$: tensão tangencial solicitante de cálculo, segundo o eixo x (kN/cm²);

$\tau_{y,d}$: tensão tangencial solicitante de cálculo, segundo o eixo y (kN/cm²).

Tabela 14: Verificação das terças com relação às solicitações tangenciais.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
$f_{v0,d}$ (kN/cm ²)	0,120	0,160	0,190	0,250
$A_{terça}$ (cm ²)	96	96	72	72
$V_{x,d}$ (kN)	1,275	1,304	1,287	1,294
$V_{y,d}$ (kN)	0,332	0,339	0,335	0,336
$\tau_{x,d}$ (kN/cm ²)	0,020	0,020	0,027	0,027
$\tau_{y,d}$ (kN/cm ²)	0,005	0,005	0,007	0,007

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.3.8 Verificação da estabilidade lateral de barras retangulares

Por outro lado, em vista da possibilidade de ocorrência de instabilidade lateral, associada aos esforços normais consequentes da solicitação por flexão simples, foi consultado o item 7.5.6 da norma. Neste, foi apresentada a equação (32), formulada para avaliar a estabilidade lateral de barras retangulares.

$$\frac{L_{1,terça}}{b_{terça}} \leq \frac{E_{co,ef}}{\beta_M f_{co,d}} \quad (32)$$

Onde:

L_1 : comprimento destravado da terça (cm);

β_M : coeficiente de correção que, conforme a Tabela 16 do documento normativo, foi considerado igual a 8,8 para a relação $\frac{h_{terça}}{b_{terça}} = 2$ e 11,1 para $\frac{h_{terça}}{b_{terça}} = 2,67$.

Assim, empregando esta formulação, seria possível verificar o atendimento das seções adotadas à estabilidade lateral. No entanto, considerando a contenção lateral fornecida às terças pelas telhas, que permite a consideração da dimensão L_1 como sendo a distância entre parafusos de fixação dos elementos de vedação e, portanto, um valor pequeno, esta verificação foi dispensada.

B.3.9 Verificação do deslocamento vertical máximo

Na sequência, a fim de garantir o atendimento das terças ao Estado Limite de Utilização associado a deslocamentos excessivos, foi calculada a combinação de longa duração para os

elementos analisados. Este cálculo foi realizado conforme descrito no tópico 5.8.1 do documento normativo e apresentado por meio da equação (33).

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{i=1}^n \varphi_2 F_{gj,k} \quad (33)$$

Onde:

$F_{d,uti}$: ação de cálculo, para uma combinação de utilização de longa duração, considerando a combinação de utilização de longa duração;

$\sum_{i=1}^m F_{gi,k}$: somatório das ações permanentes características;

φ_2 : coeficiente de ponderação para as ações variáveis consideradas em combinações de utilização de longa duração, segundo a Tabela 2 da norma;

$\sum_{i=1}^n F_{gj,k}$: somatório das ações variáveis características.

De posse da combinação recomendada, foi realizado o cálculo das flechas associadas aos eixos principais de inércia e a verificação do atendimento da flecha total às recomendações da norma. A formulação empregada foi apresentada através das equações (34) a (37).

$$u_x = \frac{5g\cos(\alpha)L^4}{384E_{c0,ef}I_x} + \varphi_2 \frac{q\cos(\alpha)L^3}{48E_{c0,ef}I_x} \quad (34)$$

$$u_y = \frac{5g\sin(\alpha)L^4}{384E_{c0,ef}I_y} + \varphi_2 \frac{q\sin(\alpha)L^3}{48E_{c0,ef}I_y} \quad (35)$$

$$u_{ef} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} \quad (36)$$

$$u_{limite} = \frac{L}{350} \quad (37)$$

Onde:

u_x : flecha da peça com relação ao eixo x (cm);

u_y : flecha da peça com relação ao eixo y (cm);

u_{ef} : flecha total da peça (cm).

u_{limite} : flecha máxima admissível, definida no item 9.2.2 da norma brasileira (cm).

Em posse deste equacionamento, poderia ser verificado o atendimento das terças ao deslocamento vertical máximo. Entretanto, utilizando o argumento previamente apresentado no

tópico B.3.8 deste documento, foi considerado que, como consequência da contenção advinda da fixação das telhas, esta verificação pôde ser dispensada.

Assim, analisando os resultados dispostos nos tópicos B.3.6 a B.3.9, foi verificado o atendimento das seções propostas inicialmente às diretrizes da norma brasileira ABNT NBR 7190:1997.

B.4 DIMENSIONAMENTO DAS TRELIÇAS

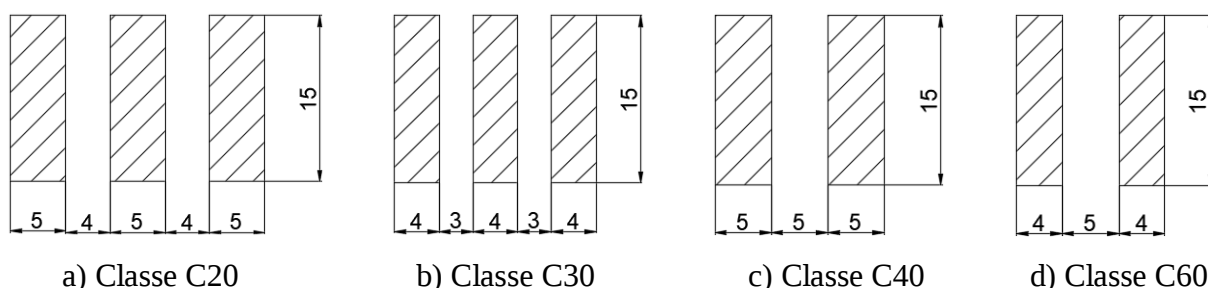
B.4.1 Propriedades geométricas das seções transversais das barras

Para o dimensionamento das treliças presentes na cobertura, as quais possuem configurações espaciais representadas pelas Figuras 1 a 3, foram adotadas seções transversais para cada tipo de barra presente. Desta forma, foram consideradas as seções apresentadas por meio das Figuras 5 a 7.

De posse destas dimensões, foram determinados os parâmetros geométricos das seções consideradas, de acordo com o descrito nas equações (38) a (48) e no item 7.8.2 do documento normativo, consultado como consequência da adoção de seções compostas. Assim, foram usados os parâmetros e gerados os resultados dispostos nas Tabelas 15 a 18. Cabe ressaltar que, para o caso de seções simples, foram empregadas apenas as equações (39) a (41) e (47) e (48).

B.4.1.1 Seção transversal dos banzos

Figura 5: Dimensões adotadas para a seção transversal dos banzos.



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$a_i = \frac{a}{2} + \frac{b_1}{2}, \text{ se } n = 2, \text{ ou}$$

$$a_i = a + b_1, \text{ se } n = 3 \quad (38)$$

$$A_1 = b_1 h_1 \quad (39)$$

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} \quad (40)$$

$$I_2 = \frac{h_1 b_1^3}{12} \quad (41)$$

$$A = n A_1 \quad (42)$$

$$I_x = n I_1 \quad (43)$$

$$I_y = 2 I_2 + 2 A_1 a_1^2 \quad (44)$$

$$\beta_1 = \frac{I_2 m^2}{I_2 m^2 + a_y I_y} \quad (45)$$

$$I_{y,ef} = \beta_1 I_y \quad (46)$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{y,ef}}{A}} \quad (47)$$

$$W_2 = \frac{I_2}{\left(\frac{b_1}{2}\right)} \quad (48)$$

Onde:

a_i : distância entre o centro da peça mais distante até o centro da seção (cm);

a : espaçamento entre peças da seção (cm);

b_i : largura de uma peça da seção (cm);

A_i : área de uma peça da seção (cm²);

h_i : a altura de uma peça da seção (cm);

I_1 : momento de inércia de uma peça da seção, segundo eixo x (cm⁴);

I_2 : o momento de inércia de uma peça da seção, segundo eixo y (cm⁴);

β_1 : coeficiente de correção do momento de inércia;

m : número de intervalos de comprimento destravado L_1 de uma peça;

α_y : coeficiente associado ao tipo de travamento lateral, que consta no item 7.8.2 do documento normativo. No presente caso, foram usados espaçadores interpostos e, portanto, $\alpha_y = 1,25$;

$I_{y,ef}$: momento de inércia efetivo da seção, segundo o eixo y (cm⁴)

i_{min} : raio de giração mínimo da seção (cm);

W_2 : momento estático da seção, segundo o eixo y (cm³).

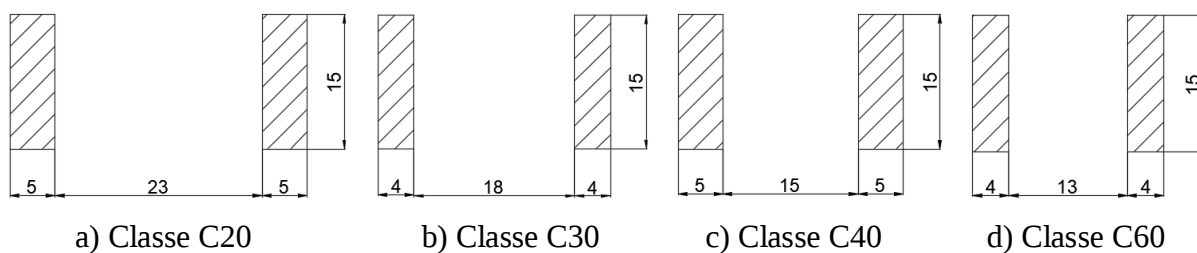
Tabela 15: Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal dos banzos.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
$n_{peças}$	3	3	2	2
$b_{1,ban}$ (cm)	5	4	5	4
$h_{1,ban}$ (cm)	15	15	15	15
a_{ban} (cm)	4	3	5	5
$a_{i,ban}$ (cm)	9	7	5	4,5
$A_{1,ban}$ (cm ²)	75	60	75	60
$I_{1,ban}$ (cm ⁴)	1.406,25	1.125	1.406,25	1.125
$I_{2,ban}$ (cm ⁴)	156,25	80	156,25	80
A_{ban} (cm ²)	225	180	150	120
$I_{x,ban}$ (cm ⁴)	4.218,75	3.375	2.812,5	2.250
$I_{y,ban}$ (cm ⁴)	1.2462,5	6.040	4.062,5	2.590
m_{ban}	4	4	4	4
$\alpha_{y,ban}$	1,25	1,25	1,25	1,25
$\beta_{1,ban}$	0,138	0,145	0,330	0,283
$I_{y,ef,ban}$ (cm ⁴)	1.723,42	875,56	1.340,21	733,86
$i_{min,ban}$ (cm)	2,768	2,205	2,989	2,473
$W_{2,ban}$ (cm ³)	62,5	40	62,5	40

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.1.2 Seção transversal das diagonais

Figura 6: Dimensões adotadas para a seção transversal das diagonais.



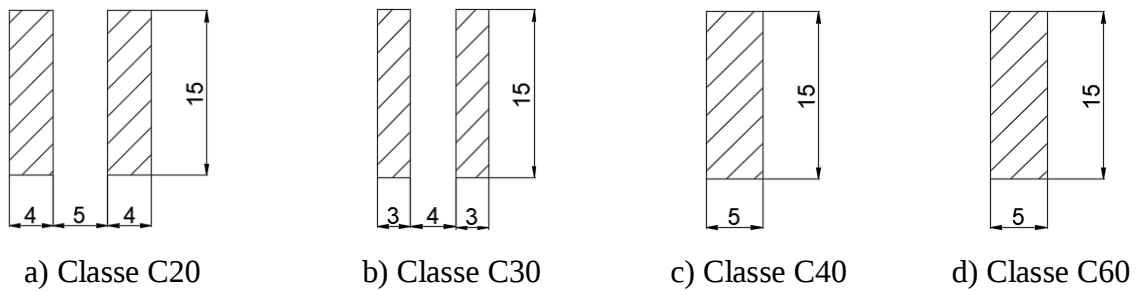
Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 16: Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal das diagonais.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
n_{diag}	2	2	2	2
$b_{1,diag}$ (cm)	5	4	5	4
$h_{1,diag}$ (cm)	15	15	15	15
a_{diag} (cm)	23	18	15	13
$a_{i,diag}$ (cm)	14	11	10	8,5
$A_{1,diag}$ (cm ²)	75	60	75	60
$I_{1,diag}$ (cm ⁴)	1.406,25	1.125	1.406,25	1.125
$I_{2,diag}$ (cm ⁴)	156,25	80	156,25	80
A_{diag} (cm ²)	150	120	150	120
$I_{x,diag}$ (cm ⁴)	2.812,5	2.250	2.812,5	2.250
$I_{y,diag}$ (cm ⁴)	2.9712,5	14.680	15.312,5	8.830
m_{diag}	4	4	4	4
$\alpha_{y,diag}$	1,25	1,25	1,25	1,25
$\beta_{1,diag}$	0,063	0,065	0,116	0,104
$I_{y,ef,diag}$ (cm ⁴)	1.873,87	957,23	1.768,95	917,59
$i_{min,diag}$ (cm)	3,534	2,824	3,434	2,765
$W_{2,diag}$ (cm ³)	62,5	40	62,5	40

B.4.1.3 Seção transversal dos montantes

Figura 7: Dimensões adotadas para a seção transversal dos montantes.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 17: Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal das diagonais.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
n_{mon}	2	2	1	1
$b_{1,mon}$ (cm)	4	3	5	5
$h_{1,mon}$ (cm)	15	15	15	15
a_{mon} (cm)	5	4	0	0
$a_{i,mon}$ (cm)	4,5	3,5	0	0
$A_{1,mon}$ (cm ²)	60	45	75	75
$I_{1,mon}$ (cm ⁴)	1.125	843,75	1.406,25	1.406,25
$I_{2,mon}$ (cm ⁴)	80	33,75	156,25	156,25
A_{mon} (cm ²)	120	90	75	75
$I_{x,mon}$ (cm ⁴)	2.250	1687,5	1.406,25	1.406,25
$I_{y,mon}$ (cm ⁴)	2.590	1170	156,25	156,25

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 18: Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal das diagonais (Cont.).

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
m_{mon}	4	4	-	-
$\alpha_{y,mon}$	1,25	1,25	-	-
$\beta_{1,mon}$	0,283	0,270	-	-
$I_{y,ef,mon}$ (cm ⁴)	733,86	315,51	156,25	156,25
$i_{min,mon}$ (cm)	2,473	1,872	1,443	1,443
$W_{2,mon}$ (cm ³)	40	22,5	62,5	62,5

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.2 Verificação da esbeltez das barras

A seguir, a fim de definir o procedimento de verificação a ser realizado, foi necessário classificar as peças quanto aos seus índices de esbeltez. Assim, segundo os tópicos 7.5.3, 7.5.4 e 7.5.5 da norma brasileira, foram consideradas as tipologias de peças listadas na sequência.

- Peça curta, caso $\lambda \leq 40$;
- Peça medianamente esbelta, caso $40 \leq \lambda < 80$;
- Peça esbelta, caso $80 \leq \lambda \leq 140$;
- Peça excessivamente esbelta, caso $\lambda > 140$.

Sendo o índice de esbeltez λ determinado empregando a equação (49).

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{min}} \quad (49)$$

Onde:

I_{min} : momento de inércia mínimo da seção (cm⁴)

λ : índice de esbeltez da seção;

L_0 : comprimento de referência da peça. No presente caso, devido a que as peças empregadas não se encontram engastadas-livres, $L_0 = L$ (cm).

Assim, considerando o equacionamento exposto e o comprimento das barras, conforme apresentado na Figura 3, foi construída a Tabela 19.

Tabela 19: Verificação do índice de esbeltez das barras.

Localização	Barras	L_0 (cm)	Classe	i_{min} (cm)	λ	Tipo
Banzo inferior	1 a 8	187,5	C20	2,768	67,75	Peça med. esbelta
			C30	2,205	85,01	Peça esbelta
			C40	2,989	62,73	Peça med. esbelta
			C60	2,473	75,82	Peça med. esbelta
Montantes	9 e 15	48	C20	2,473	19,41	Peça curta
			C30	1,872	25,64	Peça curta
			C40	1,443	33,26	Peça curta
			C60	1,443	33,26	Peça curta
	10 e 14	98	C20	2,473	39,63	Peça curta
			C30	1,872	52,34	Peça med. esbelta
			C40	1,443	67,90	Peça med. esbelta
			C60	1,443	67,90	Peça med. esbelta
	11 e 13	146	C20	2,473	59,04	Peça med. esbelta
			C30	1,872	77,98	Peça med. esbelta
			C40	1,443	101,15	Peça esbelta
			C60	1,443	101,15	Peça esbelta
	12	195	C20	2,473	78,85	Peça med. esbelta
			C30	1,872	104,15	Peça esbelta
			C40	1,443	135,10	Peça esbelta
			C60	1,443	135,10	Peça esbelta
Diagonais	16 e 21	194	C20	3,534	54,89	Peça med. esbelta
			C30	2,824	68,69	Peça med. esbelta
			C40	3,434	56,49	Peça med. esbelta
			C60	2,765	70,16	Peça med. esbelta
	17 e 20	211	C20	3,534	59,70	Peça med. esbelta
			C30	2,824	74,71	Peça med. esbelta
			C40	3,434	61,44	Peça med. esbelta
			C60	2,765	76,30	Peça med. esbelta
	18 e 19	238	C20	3,534	67,34	Peça med. esbelta
			C30	2,824	84,27	Peça esbelta
			C40	3,434	69,30	Peça med. esbelta
			C60	2,765	86,07	Peça esbelta
Banzo superior	22 a 29	194	C20	2,768	70,10	Peça med. esbelta
			C30	2,205	87,96	Peça esbelta
			C40	2,989	64,90	Peça med. esbelta
			C60	2,473	78,45	Peça med. esbelta

Fonte: Elaborada pelo autor.

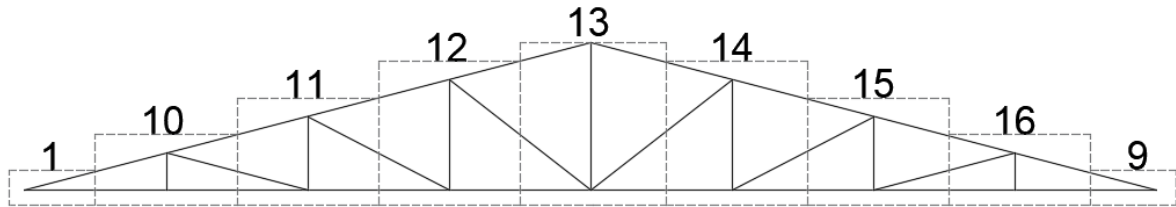
Assim, constatou-se que todas as barras atenderam às orientações da ABNT NBR 7197:1997 referentes à esbeltez.

B.4.3 Cálculo das forças nodais associadas à ação permanente

Tendo determinado as propriedades geométricas das barras das treliças consideradas, tornou-se possível realizar o cálculo das ações atuantes nestas. Para tal, foi determinada a região de contribuição associada a cada nó do banzo superior da treliça, uma vez que estes foram considerados como os receptores dos carregamentos solicitantes da treliça, por simplificação.

Para este fim, foi construída a Figura 8, que permite visualizar a área de contribuição adotada para cada nó de interesse. Cabe ressaltar que estas foram construídas considerando como limite o centro de cada barra do banzo superior adjacente ao nó avaliado.

Figura 8: Área de contribuição dos nós do banzo superior das treliças.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com base nesta figura, foram determinados os comprimentos de madeira presentes em cada região de contribuição. Com estes valores, foram empregadas as equações (50) a (53), considerando que o peso atribuído às ligações e parafusos corresponde a 10% da carga permanente das treliças, terças e telhas, a partir das quais determinaram-se as ações permanentes para cada nó na treliça. Cabe destacar que, em virtude de verificar o pior caso de carregamento, o equacionamento foi deduzido considerando as treliças intermediárias da cobertura.

$$G_{treliça,j} = \left(\sum_{k=1}^n L_{cont,kj} A_k \right) \rho_{ap} g / 10^8 \quad (50)$$

$$G_{telhas,j} = L_{terças,j} p_{g,telhas} \quad (51)$$

$$G_{ligações,j} \approx 0,1(G_{treliça,j} + G_{terças,j} + G_{telhas,j}) \quad (52)$$

$$G_j = G_{treliça,j} + G_{telhas,j} + G_{terças,j} + G_{ligações,j} \quad (53)$$

Onde:

$G_{treliça,j}$: força concentrada atuante no nó j decorrente do peso próprio da região contribuinte da treliça (kN);

$L_{contk,j}$: comprimento das barras da treliça do tipo k dentro da área de contribuição do nó j (cm);

A_k : área da seção transversal da barra da treliça do tipo k (cm²);

$G_{telhas,j}$: força concentrada atuante no nó j decorrente do peso próprio das telhas (kN);

$L_{terças,j}$: comprimento das terças associadas ao nó j (cm);

$G_{ligações,j}$: força concentrada atuante no nó j decorrente do peso próprio das ligações (kN);

$G_{terças,j}$: força concentrada atuante no nó j decorrente do peso próprio das terças (kN);

G_j : força concentrada atuante no nó j associada às ações permanentes (kN).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram dispostos nas Tabelas 20 e 21.

Tabela 20: Cálculo das forças concentradas associadas ao peso próprio da treliça para os nós do banzo superior.

Nó	Classe	$L_{cont,ban,j}$ (cm)	A_{ban} (cm ²)	$L_{cont,diag,j}$ (cm)	A_{diag} (cm ²)	$L_{cont,mon,j}$ (cm)	A_{mon} (cm ²)	ρ_{ap} (kg/m ³)	$G_{treliça,j}$ (kN)
1 e 9	C20	191	225	0	150	0	120	650	0,274
	C30		180		120		96	800	0,270
	C40		150		150		75	950	0,267
	C60		120		120		75	1000	0,225
10 e 16	C20	382	225	97	150	48	120	650	0,678
	C30		180		120		96	800	0,665
	C40		150		150		75	950	0,703
	C60		120		120		75	1000	0,599
11 e 15	C20	382	225	202,5	150	98	120	650	0,817
	C30		180		120		96	800	0,800
	C40		150		150		75	950	0,886
	C60		120		120		75	1000	0,760
12 e 14	C20	382	225	224,5	150	146	120	650	0,875
	C30		180		120		96	800	0,854
	C40		150		150		75	950	0,950
	C60		120		120		75	1000	0,821
13	C20	382	225	238	150	195	120	650	0,925
	C30		180		120		96	800	0,901
	C40		150		150		75	950	1,003
	C60		120		120		75	1000	0,873

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 21: Cálculo das forças concentradas associadas à ação permanente para os nós do banzo superior.

Nó	Classe	$G_{treliça,j}$ (kN)	$G_{terça,j}$ (kN)	$L_{terças,j}$ (cm)	$G_{telhas,j}$ (kN)	$G_{ligações,j}$ (kN)	G_j (kN)
1 e 9	C20	0,274	0,184	300	0,698	0,116	1,272
	C30	0,270	0,226			0,119	1,314
	C40	0,267	0,201			0,117	1,283
	C60	0,225	0,212			0,114	1,249
10 e 16	C20	0,678	0,184	300	0,698	0,156	1,716
	C30	0,665	0,226			0,159	1,748
	C40	0,703	0,201			0,160	1,763
	C60	0,599	0,212			0,151	1,660
11 e 15	C20	0,817	0,184	300	0,698	0,170	1,869
	C30	0,800	0,226			0,172	1,896
	C40	0,886	0,201			0,179	1,964
	C60	0,760	0,212			0,167	1,838
12 e 14	C20	0,875	0,184	300	0,698	0,176	1,932
	C30	0,854	0,226			0,178	1,956
	C40	0,950	0,201			0,185	2,035
	C60	0,821	0,212			0,173	1,905
13	C20	0,925	0,367	600	1,397	0,269	2,958
	C30	0,901	0,452			0,275	3,025
	C40	1,003	0,403			0,280	3,083
	C60	0,873	0,424			0,269	2,963

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.4 Determinação da ação do vento na estrutura

Na sequência, fez-se necessário calcular os carregamentos distribuídos associados à ação do vento nas treliças de cobertura. Com esta finalidade, foram considerados os resultados previamente apresentados no tópico A.4.1.3 do Apêndice A. De posse destes, foi empregada a equação (53), de modo análogo ao realizado no item 7.2.4 do documento anteriormente citado. Os parâmetros consultados e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 22.

$$p_{vj,i} = q_{v,i} L_{terças} \Delta C_{pj,i} \quad (53)$$

Onde:

$p_{v,i}$: carregamento variável linearmente distribuído atuante nas treliças associado à ação do vento na direção i (kN/m);

$q_{v,i}$: carregamento variável distribuído associado à ação do vento na direção i (kN/m²);

$\Delta C_{P,i}$: coeficiente de pressão associado ao vento na direção i .

Tabela 22: Cálculo do carregamento variável atuante nas treliças associado à ação do vento.

Parâmetro/Região	Água esquerda	Água direita
$q_{v,0^\circ}$ (kN/m ²)	0,751	0,751
$q_{v,90^\circ}$ (kN/m ²)	0,706	0,706
$L_{terças}$ (cm)	300	300
$\Delta C_{P,0^\circ}$	0,8	0,8
$p_{v,0^\circ}$ (kN/m)	1,802	1,802
$\Delta C_{P,90^\circ}$	1	0,6
$p_{v,90^\circ}$ (kN/m)	2,117	1,270

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, estes carregamentos foram empregados para o cálculo da força do vento em cada nó do banzo superior. Para isso, foi multiplicado o carregamento obtido previamente pelo comprimento de influência de cada nó, ou seja, a distância compreendida entre a metade da distância entre os nós contíguos ao analisado, para cada lado.

Na sequência, de posse destes valores de carregamento concentrados, foram obtidas as parcelas correspondentes aos eixos x e y através da decomposição dos vetores. Estes procedimentos de cálculo foram apresentados por meio das equações (54) a (56).

Assim, considerando as treliças não extremas da cobertura, a fim de considerar os casos mais críticos de carregamento, foram construídas as tabelas a seguir.

$$F_{vj,i} = p_{vj,i}a_i \quad (54)$$

$$F_{vxj,i} = F_{vj,i}\sin(\alpha) \quad (55)$$

$$F_{vyj,i} = F_{vj,i}\cos(\alpha) \quad (56)$$

Onde:

a_i : comprimento de influência associado ao nó i (cm);

$F_{vj,i}$: força concentrada associada à ação do vento na direção j atuante no nó i (kN);

$F_{vxj,i}$: projeção no eixo x da força $F_{vj,i}$ (kN);

$F_{vyj,i}$: projeção no eixo y da força $F_{vj,i}$ (kN).

Tabela 23: Cálculo das forças concentradas atuantes nas treliças associadas à ação do vento.

Nó	a_i (cm)	Vento a 0°		Vento a 90°	
		$F_{vx,i}$ (kN) ¹	$F_{vy,i}$ (kN)	$F_{vx,i}$ (kN) ¹	$F_{vy,i}$ (kN)
1	97	-0,440	1,692	-0,517	1,987
10	194	-0,880	3,384	-1,033	3,974
11	194	-0,880	3,384	-1,033	3,974
12	194	-0,880	3,384	-1,033	3,974
13 (Esq)	97	-0,440	1,692	-0,517	1,987
13 (Dir)	97	0,440	1,692	0,310	1,192
14	194	0,880	3,384	0,620	2,384
15	194	0,880	3,384	0,620	2,384
16	194	0,880	3,384	0,620	2,384
9	97	0,440	1,692	0,310	1,192

¹: Convenção de sinais adotada: x>0: direita; y>0: acima.

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.5 Cálculo das forças nodais associadas à ação da sobrecarga

Por fim, a fim de avaliar as possibilidades de carregamento para a cobertura em análise, foi também necessário determinar a força decorrente de ações de sobrecarga. Para isso, considerou-se uma sobrecarga de 0,25 kN/m, conforme apresentado no tópico A.4.1.2 do Apêndice A, sendo este valor usualmente considerado em projetos desta natureza. Com este valor e empregando a equação (57), foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 24.

$$F_{q,i} = p_q a_i \quad (57)$$

Onde:

p_q : carregamento variável linearmente distribuído atuante nas treliças associado à ação da sobrecarga, considerado igual a 0,25 kN/m.

Tabela 24: Cálculo das forças concentradas atuantes nas treliças associadas à ação da sobrecarga.

Nó	a_i (cm)	$F_{q,i}$ (kN)
1 e 9	97	0,728
10 e 16	194	1,455
11 e 15	194	1,455
12 e 14	194	1,455
13	194	1,455

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.6 Determinação das combinações de ações críticas

Com os valores dos carregamentos a ser considerados em projeto, foram determinadas as combinações de ações que solicitaram de forma mais crítica a estrutura. Para isto, foi feito previamente um resumo das cargas aplicadas nos nós do banzo superior da treliça, incluindo força permanente, sobrecarga e a ação do vento na direção x e y. Este consta na Tabela 25.

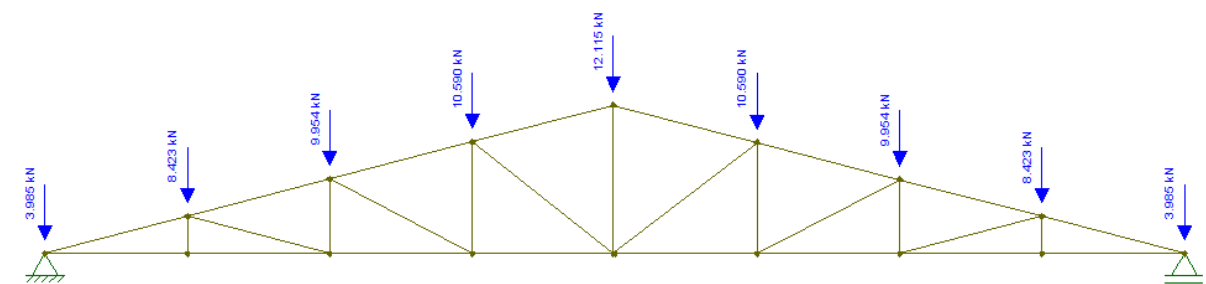
Tabela 25: Resumo das forças nodais aplicadas nos banzos superiores das treliças.

Nó	$F_{gC20,i}$ (kN)	$F_{gC30,i}$ (kN)	$F_{gC40,i}$ (kN)	$F_{gC60,i}$ (kN)	$F_{q,i}$ (kN)	$F_{vx0°,i}$ (kN)	$F_{vy0°,i}$ (kN)	$F_{vx90°,i}$ (kN)	$F_{vy90°,i}$ (kN)
1	3,985	3,985	3,927	3,475	0,728	0,440	1,692	0,517	1,987
10	8,423	8,331	8,724	7,592	1,455	0,880	3,384	1,033	3,974
11	9,954	9,812	10,731	9,363	1,455	0,880	3,384	1,033	3,974
12	10,590	10,413	11,438	10,037	1,455	0,880	3,384	1,033	3,974
13E	6,057	5,975	6,506	5,805	0,728	0,440	1,692	0,517	1,987
13D	6,057	5,975	6,506	5,805	0,728	0,440	1,692	0,310	1,192
14	10,590	10,413	11,438	10,037	1,455	0,880	3,384	0,620	2,384
15	9,954	9,812	10,731	9,363	1,455	0,880	3,384	0,620	2,384
16	8,423	8,331	8,724	7,592	1,455	0,880	3,384	0,620	2,384
9	3,985	3,985	3,927	3,475	0,728	0,440	1,692	0,310	1,192

Fonte: Elaborada pelo autor.

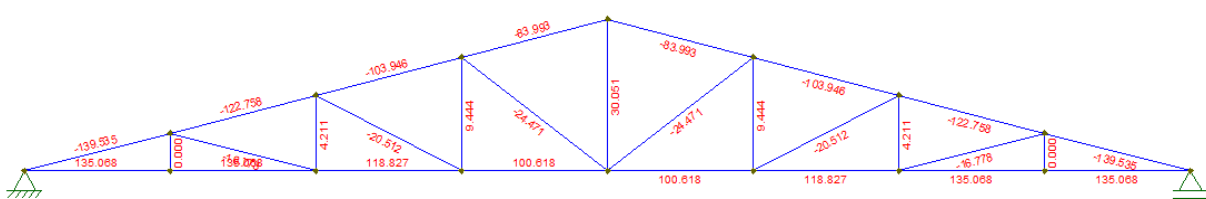
Com base nesta tabela, foi possível construir os esquemas estáticos e obter os esforços normais dispostos nas Figuras 9 a 22, a partir dos quais foram construídas as combinações a serem consideradas no dimensionamento. Cabe ressaltar que, sendo a cobertura por hipótese uma estrutura isostática, não foi necessário realizar distinções quanto às propriedades geométricas das seções das barras.

Figura 9: Esquema estático das treliças associado à ação permanente para classe C20.



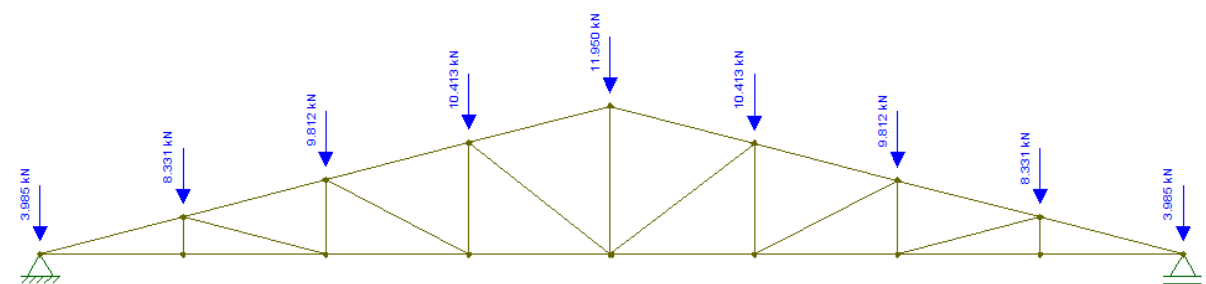
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 10: Esforços nas barras das treliças associados à ação permanente para classe C20.



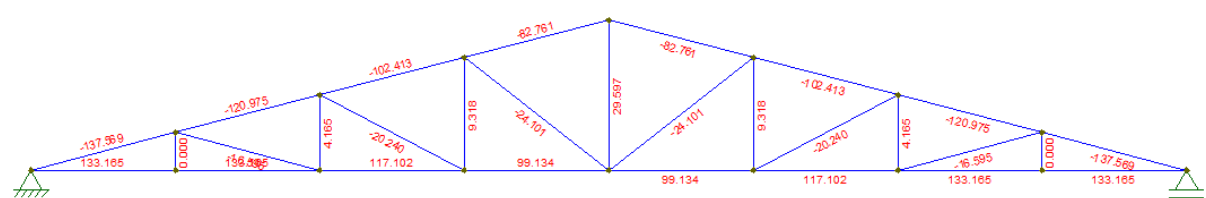
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 11: Esquema estático das treliças associado à ação permanente para classe C30.



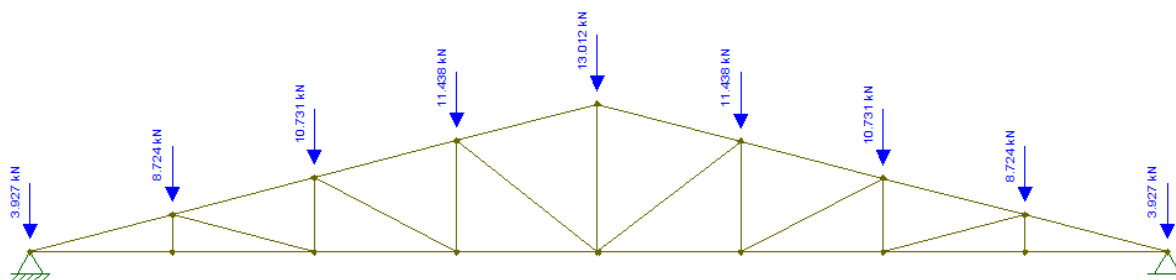
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 12: Esforços nas barras das treliças associados à ação permanente para classe C30.



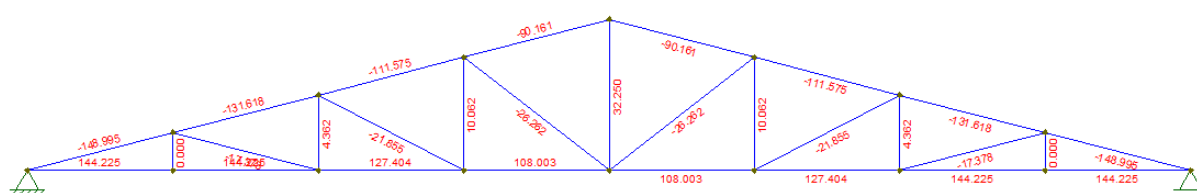
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 13: Esquema estático das treliças associado à ação permanente para classe C40.



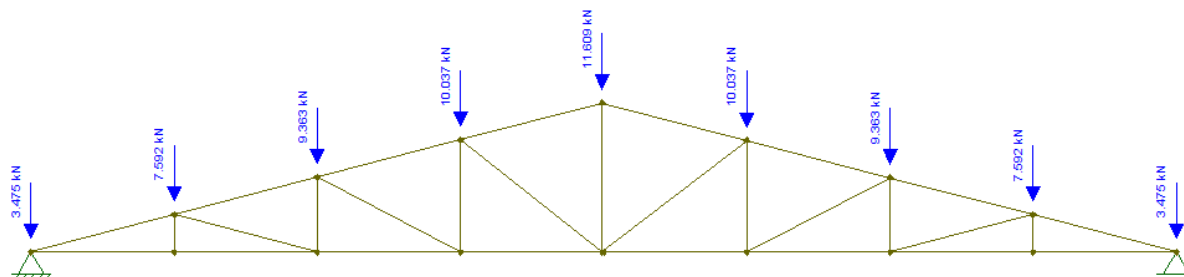
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 14: Esforços nas barras das treliças associados à ação permanente para classe C40.



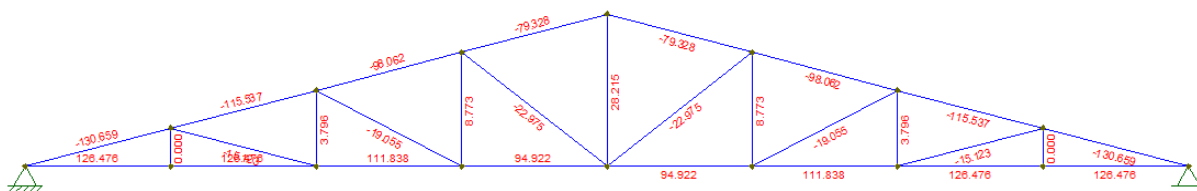
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 15: Esquema estático das treliças associado à ação permanente para classe C60.



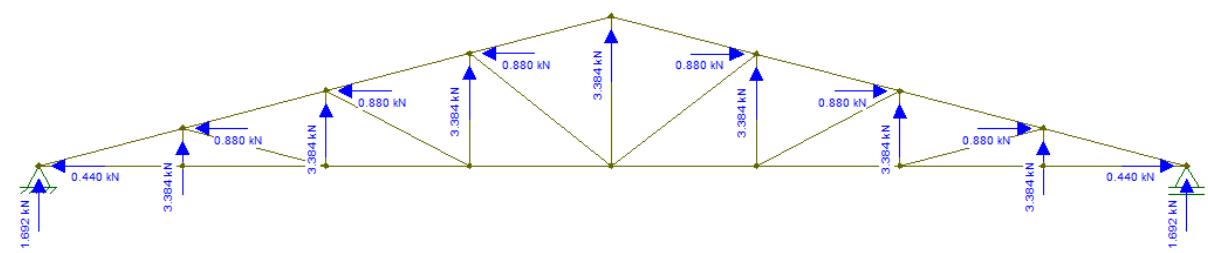
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 16: Esforços nas barras das treliças associados à ação permanente para classe C60.



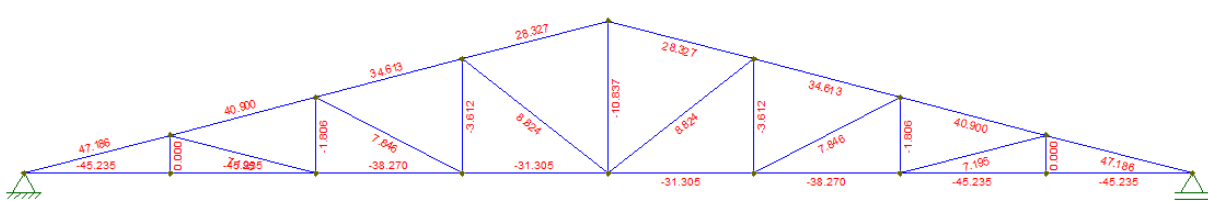
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 17: Esquema estático das treliças associado ao vento a 0°.



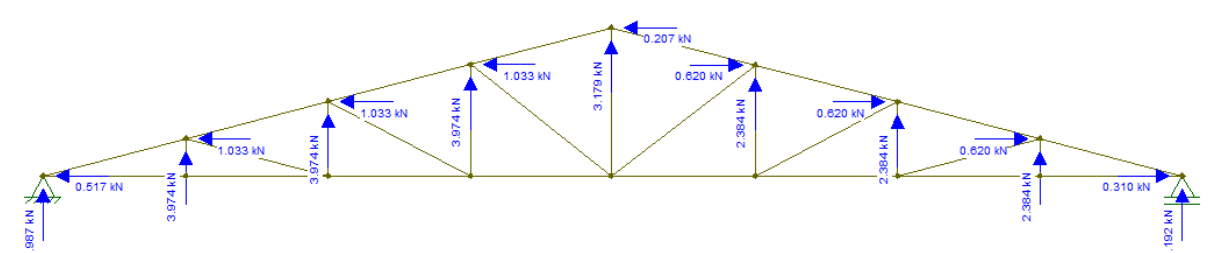
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 18: Esforços nas barras das treliças associados ao vento a 0°.



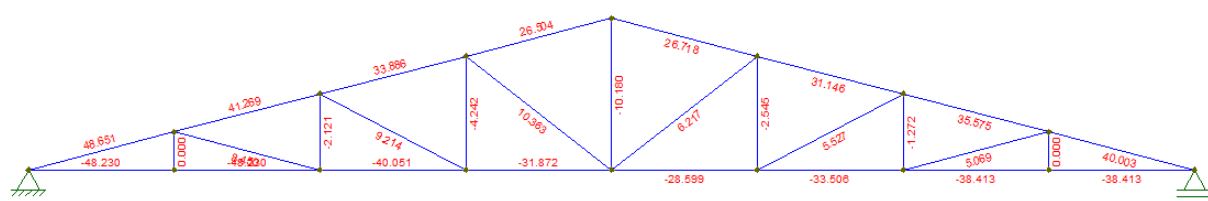
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 19: Esquema estático das treliças associado ao vento a 90°.



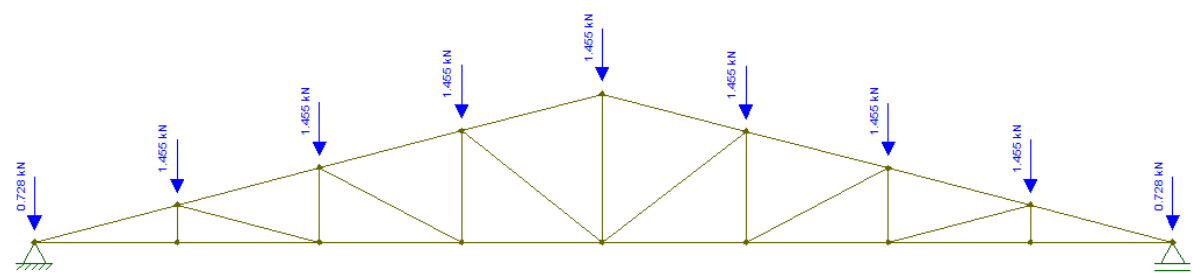
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 20: Esforços nas barras das treliças associados ao vento a 90°.



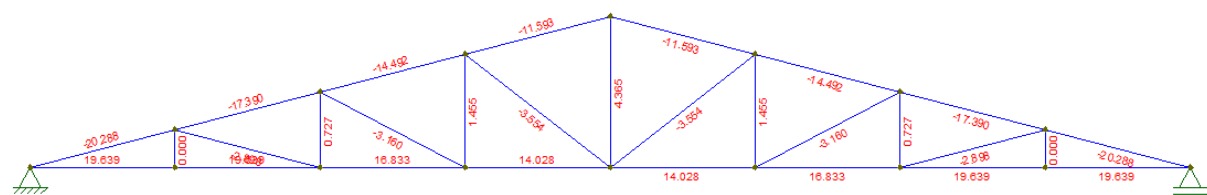
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 21: Esquema estático das treliças associado à sobrecarga.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 22: Esforços nas barras das treliças associados à sobrecarga.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, conforme descrito no tópico 5 da norma brasileira ABNT NBR 7190:1997, foi necessário considerar coeficientes de ponderação para as ações solicitantes da estrutura. Assim, consultando as Tabelas 2, 4 e 6 da norma, foram obtidos os valores apresentados na Tabela 26.

Tabela 26: Coeficientes de ponderação das ações considerados para as treliças.

Parâmetro	Valor
$\gamma_{g,desfavoravel}$	1,4
$\gamma_{g,favoravel}$	0,9
γ_q	1,4
γ_v	1,4
$\psi_{0,sobrecarga}$	0,7
f_{vento}^1	0,75

¹: De acordo com o tópico 5.5.8 da norma, o valor do carregamento associado à ação do vento, quando esta é considerada como ação variável principal, pode ser multiplicado por 75%.

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes parâmetros, foi realizada uma análise sobre o sinal e a ordem de grandeza de cada carregamento, a fim de atingir as situações mais críticas tanto para esforços de sucção quanto de sobrepressão. Desta forma, foram formuladas as combinações descritas a seguir.

- Combinação 1: Majorar a força permanente e a sobrecarga, desconsiderando a ação do vento;
- Combinação 2: Majorar a força permanente e o vento a 90° , minorando a sobrecarga;
- Combinação 3: Minorar a força permanente, majorar o vento a 0° e desconsiderando a sobrecarga;
- Combinação 4: Minorar a força permanente, majorar o vento a 90° e desconsiderando a sobrecarga.

Assim, com base nestas combinações e nos esforços obtidos a partir das Figuras 9 a 22, foram construídas as Tabelas 27 a 30.

Tabela 27 – Esforços normais de cálculo considerando madeira de classe C20.

Localização	Barra	$N_{gc20,i}$	$N_{q,i}$	$N_{v0°,i}$	$N_{v90°,i}$	$N_{d,c1}$	$N_{d,c2}$	$N_{d,c3}$	$N_{d,c4}$
Banzo inferior	1	26,98	19,64	-45,24	-48,23	65,27	6,38	-23,22	-26,36
	2	26,98	19,64	-45,24	-48,23	65,27	6,38	-23,22	-26,36
	3	23,67	16,83	-38,27	-40,05	56,71	7,58	-18,88	-20,75
	4	20,17	14,03	-31,31	-31,87	47,87	8,51	-14,72	-15,32
	5	20,17	14,03	-31,31	-28,60	47,87	11,95	-14,72	-11,88
	6	23,67	16,83	-38,27	-33,51	56,71	14,45	-18,88	-13,88
	7	26,98	19,64	-45,24	-38,41	65,27	16,68	-23,22	-16,05
	8	26,98	19,64	-45,24	-38,41	65,27	16,68	-23,22	-16,05
Montantes	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	10	0,86	0,73	-1,81	-2,12	2,22	-0,31	-1,13	-1,45
	11	1,82	1,46	-3,61	-4,24	4,58	-0,48	-2,16	-2,82
	12	5,63	4,37	-10,84	-10,18	1k3,99	1,46	-6,32	-5,63
	13	1,82	1,46	-3,61	-2,55	4,58	1,30	-2,16	-1,04
	14	0,86	0,73	-1,81	-1,27	2,22	0,58	-1,13	-0,56
	15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Diagonais	16	-3,42	-2,90	7,20	8,45	-8,84	1,25	4,48	5,80
	17	-3,95	-3,16	7,85	9,21	-9,95	1,05	4,68	6,12
	18	-4,58	-3,55	8,82	10,36	-11,39	0,98	5,14	6,76
	19	-4,58	-3,55	8,82	6,22	-11,39	-3,37	5,14	2,40
	20	-3,95	-3,16	7,85	5,53	-9,95	-2,82	4,68	2,25
	21	-3,42	-2,90	7,20	5,07	-8,84	-2,30	4,48	2,25
Banzo superior	22	-27,87	-20,29	47,19	48,65	-67,42	-7,82	24,46	26,00
	23	-24,45	-17,39	40,90	41,27	-58,58	-7,95	20,94	21,32
	24	-20,83	-14,49	34,61	33,89	-49,45	-7,79	17,59	16,83
	25	-17,10	-11,59	28,33	26,50	-40,17	-7,47	14,36	12,44
	26	-17,10	-11,59	28,33	26,72	-40,17	-7,24	14,36	12,67
	27	-20,83	-14,49	34,61	31,15	-49,45	-10,66	17,59	13,95
	28	-24,45	-17,39	40,90	35,58	-58,58	-13,92	20,94	15,35
	29	-27,87	-20,29	47,19	40,00	-67,42	-16,90	24,46	16,92

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 28: Esforços normais de cálculo considerando madeira de classe C30.

Localização	Barra	$N_{gc30,i}$	$N_{q,i}$	$N_{v0°,i}$	$N_{v90°,i}$	$N_{d,c1}$	$N_{d,c2}$	$N_{d,c3}$	$N_{d,c4}$
Banzo inferior	1	27,43	19,64	-45,24	-48,23	65,90	7,01	-22,81	-25,96
	2	27,43	19,64	-45,24	-48,23	65,90	7,01	-22,81	-25,96
	3	24,06	16,83	-38,27	-40,05	57,25	8,12	-18,53	-20,40
	4	20,50	14,03	-31,31	-31,87	48,34	8,98	-14,42	-15,02
	5	20,50	14,03	-31,31	-28,60	48,34	12,41	-14,42	-11,58
	6	24,06	16,83	-38,27	-33,51	57,25	15,00	-18,53	-13,53
	7	27,43	19,64	-45,24	-38,41	65,90	17,31	-22,81	-15,65
	8	27,43	19,64	-45,24	-38,41	65,90	17,31	-22,81	-15,65
Montantes	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	10	0,87	0,73	-1,81	-2,12	2,24	-0,29	-1,11	-1,44
	11	1,87	1,46	-3,61	-4,24	4,66	-0,40	-2,11	-2,77
	12	5,70	4,37	-10,84	-10,18	14,10	1,57	-6,25	-5,56
	13	1,87	1,46	-3,61	-2,55	4,66	1,38	-2,11	-0,99
	14	0,87	0,73	-1,81	-1,27	2,24	0,60	-1,11	-0,55
	15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Diagonais	16	-3,48	-2,90	7,20	8,45	-8,93	1,16	4,42	5,74
	17	-4,01	-3,16	7,85	9,21	-10,04	0,96	4,63	6,06
	18	-4,65	-3,55	8,82	10,36	-11,48	0,90	5,08	6,70
	19	-4,65	-3,55	8,82	6,22	-11,48	-3,46	5,08	2,35
	20	-4,01	-3,16	7,85	5,53	-10,04	-2,91	4,63	2,19
	21	-3,48	-2,90	7,20	5,07	-8,93	-2,39	4,42	2,19
Banzo superior	22	-28,34	-20,29	47,19	48,65	-68,07	-8,47	24,04	25,58
	23	-24,85	-17,39	40,90	41,27	-59,14	-8,51	20,58	20,96
	24	-21,18	-14,49	34,61	33,89	-49,93	-8,27	17,29	16,52
	25	-17,39	-11,59	28,33	26,50	-40,57	-7,88	14,09	12,18
	26	-17,39	-11,59	28,33	26,72	-40,57	-7,65	14,09	12,40
	27	-21,18	-14,49	34,61	31,15	-49,93	-11,14	17,29	13,65
	28	-24,85	-17,39	40,90	35,58	-59,14	-14,48	20,58	14,99
	29	-28,34	-20,29	47,19	40,00	-68,07	-17,55	24,04	16,50

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 29: Esforços normais de cálculo considerando madeira de classe C40.

Localização	Barra	$N_{gC40,i}$	$N_{q,i}$	$N_{V0^\circ,i}$	$N_{V90^\circ,i}$	$N_{d,C1}$	$N_{d,C2}$	$N_{d,C3}$	$N_{d,C4}$
Banzo inferior	1	28,17	19,64	-45,24	-48,23	66,93	8,04	-22,15	-25,29
	2	28,17	19,64	-45,24	-48,23	66,93	8,04	-22,15	-25,29
	3	24,77	16,83	-38,27	-40,05	58,24	9,12	-17,89	-19,76
	4	21,11	14,03	-31,31	-31,87	49,19	9,83	-13,87	-14,47
	5	21,11	14,03	-31,31	-28,60	49,19	13,27	-13,87	-11,03
	6	24,77	16,83	-38,27	-33,51	58,24	15,99	-17,89	-12,89
	7	28,17	19,64	-45,24	-38,41	66,93	18,34	-22,15	-14,99
	8	28,17	19,64	-45,24	-38,41	66,93	18,34	-22,15	-14,99
Montantes	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	10	0,88	0,73	-1,81	-2,12	2,25	-0,28	-1,11	-1,43
	11	1,90	1,46	-3,61	-4,24	4,69	-0,37	-2,09	-2,75
	12	5,90	4,37	-10,84	-10,18	14,37	1,85	-6,07	-5,38
	13	1,90	1,46	-3,61	-2,55	4,69	1,41	-2,09	-0,96
	14	0,88	0,73	-1,81	-1,27	2,25	0,61	-1,11	-0,54
	15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Diagonais	16	-3,51	-2,90	7,20	8,45	-8,97	1,12	4,39	5,71
	17	-4,12	-3,16	7,85	9,21	-10,19	0,81	4,53	5,97
	18	-4,80	-3,55	8,82	10,36	-11,70	0,67	4,94	6,56
	19	-4,80	-3,55	8,82	6,22	-11,70	-3,68	4,94	2,21
	20	-4,12	-3,16	7,85	5,53	-10,19	-3,06	4,53	2,10
	21	-3,51	-2,90	7,20	5,07	-8,97	-2,43	4,39	2,16
Banzo superior	22	-29,10	-20,29	47,19	48,65	-69,14	-9,53	23,36	24,90
	23	-25,59	-17,39	40,90	41,27	-60,17	-9,53	19,92	20,31
	24	-21,81	-14,49	34,61	33,89	-50,82	-9,15	16,72	15,95
	25	-17,89	-11,59	28,33	26,50	-41,28	-8,58	13,64	11,73
	26	-17,89	-11,59	28,33	26,72	-41,28	-8,35	13,64	11,95
	27	-21,81	-14,49	34,61	31,15	-50,82	-12,03	16,72	13,08
	28	-25,59	-17,39	40,90	35,58	-60,17	-15,51	19,92	14,33
	29	-29,10	-20,29	47,19	40,00	-69,14	-18,61	23,36	15,82

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 30: Esforços normais de cálculo considerando madeira de classe C60.

Localização	Barra	$N_{gC60,i}$	$N_{q,i}$	$N_{V0^\circ,i}$	$N_{V90^\circ,i}$	$N_{d,C1}$	$N_{d,C2}$	$N_{d,C3}$	$N_{d,C4}$
Banzo inferior	1	26,55	19,64	-45,24	-48,23	64,66	5,77	-23,60	-26,75
	2	26,55	19,64	-45,24	-48,23	64,66	5,77	-23,60	-26,75
	3	23,35	16,83	-38,27	-40,05	56,25	7,13	-19,17	-21,04
	4	19,92	14,03	-31,31	-31,87	47,53	8,17	-14,94	-15,54
	5	19,92	14,03	-31,31	-28,60	47,53	11,61	-14,94	-12,10
	6	23,35	16,83	-38,27	-33,51	56,25	14,00	-19,17	-14,17
	7	26,55	19,64	-45,24	-38,41	64,66	16,08	-23,60	-16,44
	8	26,55	19,64	-45,24	-38,41	64,66	16,08	-23,60	-16,44
Montantes	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	10	0,83	0,73	-1,81	-2,12	2,18	-0,35	-1,15	-1,48
	11	1,18	1,46	-3,61	-4,24	3,69	-1,38	-2,73	-3,39
	12	5,53	4,37	-10,84	-10,18	13,85	1,32	-6,41	-5,72
	13	1,18	1,46	-3,61	-2,55	3,69	0,40	-2,73	-1,61
	14	0,83	0,73	-1,81	-1,27	2,18	0,54	-1,15	-0,59
	15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Diagonais	16	-3,31	-2,90	7,20	8,45	-8,69	1,40	4,58	5,90
	17	-3,86	-3,16	7,85	9,21	-9,83	1,17	4,76	6,20
	18	-4,50	-3,55	8,82	10,36	-11,27	1,10	5,22	6,83
	19	-4,50	-3,55	8,82	6,22	-11,27	-3,25	5,22	2,48
	20	-3,86	-3,16	7,85	5,53	-9,83	-2,70	4,76	2,33
	21	-3,31	-2,90	7,20	5,07	-8,69	-2,15	4,58	2,35
Banzo superior	22	-27,43	-20,29	47,19	48,65	-66,80	-7,20	24,86	26,40
	23	-24,12	-17,39	40,90	41,27	-58,12	-7,48	21,24	21,62
	24	-20,58	-14,49	34,61	33,89	-49,10	-7,43	17,83	17,06
	25	-16,91	-11,59	28,33	26,50	-39,90	-7,20	14,53	12,61
	26	-16,91	-11,59	28,33	26,72	-39,90	-6,98	14,53	12,84
	27	-20,58	-14,49	34,61	31,15	-49,10	-10,31	17,83	14,18
	28	-24,12	-17,39	40,90	35,58	-58,12	-13,46	21,24	15,64
	29	-27,43	-20,29	47,19	40,00	-66,80	-16,28	24,86	17,32

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse dos esforços máximos nas barras, foram realizados os procedimentos de verificação da estrutura em relação às recomendações da ABNT NBR 7190:1997.

B.4.7 Verificação da resistência à tração paralela às fibras

Em primeiro lugar, foi realizada a verificação da resistência à tração paralela às fibras, como descrita no tópico 7.3.1 do documento normativo. Esta foi atendida quando a resistência da peça à tração paralela for maior ou igual a tensão de tração paralela solicitante máxima, de acordo com a equação (58).

$$\sigma_{t0,d} = \frac{N_{t0,d}}{A} \leq f_{t0,d} \quad (58)$$

Onde:

$\sigma_{t0,d}$: tensão normal solicitante decorrente da força de tração paralela às fibras (kN/cm²);

$N_{t0,d}$: esforço máximo de tração paralela às fibras que atua em uma barra (kN).

Com base nesta, nos parâmetros geométricos das seções das barras componentes da treliça e nos esforços descritos no item B.4.6, foi verificada a condição por meio das Tabelas 31 e 32.

Tabela 31: Verificação da resistência das treliças à tração paralela às fibras.

Localização	Barra	C20			C30			C40			C60		
		N_{t0d} (kN)	A (cm ²)	σ_{t0d} (kN/cm ²)	N_{t0d} (kN)	A (cm ²)	σ_{t0d} (kN/cm ²)	N_{t0d} (kN)	A (cm ²)	σ_{t0d} (kN/cm ²)	N_{t0d} (kN)	A (cm ²)	σ_{t0d} (kN/cm ²)
Banzo inferior	1	65,27	225	0,290	65,90	180	0,366	66,93	150	0,446	64,66	120	0,539
	2	65,27	225	0,290	65,90	180	0,366	66,93	150	0,446	64,66	120	0,539
	3	56,71	225	0,252	57,25	180	0,318	58,24	150	0,388	56,25	120	0,469
	4	47,87	225	0,213	48,34	180	0,269	49,19	150	0,328	47,53	120	0,396
	5	47,87	225	0,213	48,34	180	0,269	49,19	150	0,328	47,53	120	0,396
	6	56,71	225	0,252	57,25	180	0,318	58,24	150	0,388	56,25	120	0,469
	7	65,27	225	0,290	65,90	180	0,366	66,93	150	0,446	64,66	120	0,539
	8	65,27	225	0,290	65,90	180	0,366	66,93	150	0,446	64,66	120	0,539
Montantes	9	0,00	120	0,000	0,00	90	0,000	0,00	75	0,000	0,00	75	0,000
	10	2,22	120	0,018	2,24	90	0,025	2,25	75	0,030	2,18	75	0,029
	11	4,58	120	0,038	4,66	90	0,052	4,69	75	0,063	3,69	75	0,049
	12	13,99	120	0,117	14,10	90	0,157	14,37	75	0,192	13,85	75	0,185
	13	4,58	120	0,038	4,66	90	0,052	4,69	75	0,063	3,69	75	0,049
	14	2,22	120	0,018	2,24	90	0,025	2,25	75	0,030	2,18	75	0,029
	15	0,00	120	0,000	0,00	90	0,000	0,00	75	0,000	0,00	75	0,000
Diagonais	16	5,80	150	0,039	5,74	120	0,048	5,71	150	0,038	5,90	120	0,049
	17	6,12	150	0,041	6,06	120	0,051	5,97	150	0,040	6,20	120	0,052
	18	6,76	150	0,045	6,70	120	0,056	6,56	150	0,044	6,83	120	0,057
	19	5,14	150	0,034	5,08	120	0,042	4,94	150	0,033	5,22	120	0,043
	20	4,68	150	0,031	4,63	120	0,039	4,53	150	0,030	4,76	120	0,040
	21	4,48	150	0,030	4,42	120	0,037	4,39	150	0,029	4,58	120	0,038
Banzo superior	22	26,00	225	0,116	25,58	180	0,142	24,90	150	0,166	26,40	120	0,220
	23	21,32	225	0,095	20,96	180	0,116	20,31	150	0,135	21,62	120	0,180
	24	17,59	225	0,078	17,29	180	0,096	16,72	150	0,111	17,83	120	0,149
	25	14,36	225	0,064	14,09	180	0,078	13,64	150	0,091	14,53	120	0,121
	26	14,36	225	0,064	14,09	180	0,078	13,64	150	0,091	14,53	120	0,121
	27	17,59	225	0,078	17,29	180	0,096	16,72	150	0,111	17,83	120	0,149
	28	20,94	225	0,093	20,58	180	0,114	19,92	150	0,133	21,24	120	0,177
	29	24,46	225	0,109	24,04	180	0,134	23,36	150	0,156	24,86	120	0,207
Máxim				0,290			0,366			0,446			0,539

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 32: Resumo da verificação da resistência das treliças à tração paralela às fibras.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
f_{t0d} (kN/cm ²)	0,810	1,210	1,620	2,420
σ_{t0d} (kN/cm ²)	0,290	0,366	0,446	0,539

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.8 Verificação da esbeltez máxima

A seguir, conforme orientado pelo tópico 10.3 da norma supracitada, foi necessário garantir que o comprimento de todas as barras das treliças sujeitas à tração e à compressão paralelas atendessem às equações (59) e (60).

$$L_{0c,i} \leq 50b_{efe,ci} \quad (59)$$

$$L_{0t,i} \leq 40b_{efe,ti} \quad (60)$$

Onde:

$L_{0c,i}$: comprimento de referência da barra comprimida i (cm);

$L_{0t,i}$: comprimento de referência da barra tracionada i (cm);

$b_{efe,i}$: largura da seção de madeira da barra considerada (cm).

Observando esta orientação, optou-se por considerar apenas as barras solicitadas de maior comprimento e menor largura efetiva, dado que se a verificação for atendida para o caso crítico, os demais casos seriam atendidos. Assim, foi verificada a condição através da Tabela 33.

Tabela 33: Verificação da esbeltez máxima das barras das treliças.

Parâmetro	Valor
L_{0c} (cm)	238
b_{efe} (cm)	8
$40b_{efe,c}$ (cm)	320
L_{0t} (cm)	195
b_{efe} (cm)	5
$50b_{efe,t}$ (cm)	250

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.9 Verificação da resistência à compressão paralela às fibras

Outra verificação a ser realizada foi a da resistência à compressão paralela, descrita nos tópicos 7.3.2 e 7.3.6 da norma brasileira. Esta, a fim de simplificar os cálculos e em favor da segurança, foi avaliada por flexo-compressão, considerando que todas as barras da treliça correspondem a barras medianamente esbeltas ou esbeltas. Desta forma, por meio das equações (61) a (66) foi verificada a condição conforme disposto nas Tabelas 34 a 38.

Cabe destacar que a excentricidade inicial, ao depender do valor dos momentos de extremidade da barra e devido ao fato de terem sido adotados nós perfeitamente rotulados, foi considerada nula. Por outro lado, as excentricidades foram admitidas apenas para a direção perpendicular ao eixo de menor inércia, em decorrência dos aspectos construtivos das treliças em estudo. Desta forma, foram admitidas excentricidades apenas no eixo x.

$$\sigma_{Nc0,d} = \frac{N_{c0,d}}{A} \quad (61)$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} \quad (62)$$

$$e_1 = e_i + e_a \quad (63)$$

$$M_{x,d} = N_{c0,d} e_{1,x} \quad (64)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc0,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (65)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc0,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (66)$$

Onde:

$\sigma_{Nc0,d}$: tensão normal solicitante decorrente da força normal de compressão paralela às fibras (kN/cm²);

$N_{c0,d}$: esforço de compressão máximo paralelo às fibras que atua em uma barra (kN);

e_a : excentricidade acidental do carregamento (cm);

e_1 : excentricidade total característica do carregamento (cm);

e_i : excentricidade inicial do carregamento, adotada igual a 0 cm;

k_M : coeficiente de correção da seção, igual a 0,5 segundo o tópico 7.3.4 da norma brasileira, ao tratar-se de barras compostas por peças de seção retangular.

Tabela 34: Verificação da resistência das treliças de madeira classe C20 à flexo-compressão.

Localização	Barra	L_0	e_1	N_{c0d}	A	σ_{Nc0d}	$M_{x,d}$	I_x	$\sigma_{Mx,d}$	Verif.
		(cm)	(cm)	(kN)	(cm ²)	(kN/cm ²)	(kNcm)	(cm ⁴)	(kN/cm ²)	
Banzo inferior	1	187,5	0,625	26,36	225	0,073	16,48	4218,75	0,029	0,151
	2	187,5	0,625	26,36	225	0,073	16,48	4218,75	0,029	0,151
	3	187,5	0,625	20,75	225	0,058	12,97	4218,75	0,023	0,119
	4	187,5	0,625	15,32	225	0,043	9,57	4218,75	0,017	0,088
	5	187,5	0,625	14,72	225	0,041	9,20	4218,75	0,016	0,084
	6	187,5	0,625	18,88	225	0,052	11,80	4218,75	0,021	0,108
	7	187,5	0,625	23,22	225	0,064	14,51	4218,75	0,026	0,133
	8	187,5	0,625	23,22	225	0,064	14,51	4218,75	0,026	0,133
Montantes	9	48	0,160	0,00	120	0,000	0,00	2250	0,000	0,000
	10	98	0,327	1,45	120	0,004	0,48	2250	0,002	0,008
	11	146	0,487	2,82	120	0,011	1,37	2250	0,005	0,024
	12	195	0,650	6,32	120	0,034	4,11	2250	0,014	0,071
	13	146	0,487	2,16	120	0,009	1,05	2250	0,003	0,018
	14	98	0,327	1,13	120	0,003	0,37	2250	0,001	0,006
	15	48	0,160	0,00	120	0,000	0,00	2250	0,000	0,000
Diagonais	16	194	0,647	8,84	150	0,038	5,72	2812,5	0,015	0,079
	17	211	0,703	9,95	150	0,047	7,00	2812,5	0,019	0,096
	18	238	0,793	11,39	150	0,060	9,04	2812,5	0,024	0,124
	19	238	0,793	11,39	150	0,060	9,04	2812,5	0,024	0,124
	20	211	0,703	9,95	150	0,047	7,00	2812,5	0,019	0,096
	21	194	0,647	8,84	150	0,038	5,72	2812,5	0,015	0,079
Banzo superior	22	194	0,647	67,42	225	0,194	43,60	4218,75	0,078	0,400
	23	194	0,647	58,58	225	0,168	37,88	4218,75	0,067	0,347
	24	194	0,647	49,45	225	0,142	31,98	4218,75	0,057	0,293
	25	194	0,647	40,17	225	0,115	25,97	4218,75	0,046	0,238
	26	194	0,647	40,17	225	0,115	25,97	4218,75	0,046	0,238
	27	194	0,647	49,45	225	0,142	31,98	4218,75	0,057	0,293
	28	194	0,647	58,58	225	0,168	37,88	4218,75	0,067	0,347
	29	194	0,647	67,42	225	0,194	43,60	4218,75	0,078	0,400
Máximo						0,194			0,078	0,400

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 35: Verificação da resistência das treliças de madeira classe C30 à flexo-compressão.

Localização	Barra	L_0	e_1	N_{c0d}	A	σ_{Nc0d}	$M_{x,d}$	I_x	$\sigma_{Mx,d}$	Verif.
		(cm)	(cm)	(kN)	(cm ²)	(kN/cm ²)	(kNcm)	(cm ⁴)	(kN/cm ²)	
Banzo inferior	1	187,5	0,625	25,96	180	0,144	16,22	3375	0,036	0,130
	2	187,5	0,625	25,96	180	0,144	16,22	3375	0,036	0,130
	3	187,5	0,625	20,40	180	0,113	12,75	3375	0,028	0,102
	4	187,5	0,625	15,02	180	0,083	9,39	3375	0,021	0,075
	5	187,5	0,625	14,42	180	0,080	9,01	3375	0,020	0,072
	6	187,5	0,625	18,53	180	0,103	11,58	3375	0,026	0,093
	7	187,5	0,625	22,81	180	0,127	14,26	3375	0,032	0,114
	8	187,5	0,625	22,81	180	0,127	14,26	3375	0,032	0,114
Montantes	9	48	0,160	0,00	90	0,000	0,00	1687,5	0,000	0,000
	10	98	0,327	1,44	90	0,016	0,47	1687,5	0,002	0,013
	11	146	0,487	2,77	90	0,031	1,35	1687,5	0,006	0,026
	12	195	0,650	6,25	90	0,069	4,06	1687,5	0,018	0,063
	13	146	0,487	2,11	90	0,023	1,02	1687,5	0,005	0,020
	14	98	0,327	1,11	90	0,012	0,36	1687,5	0,002	0,010
	15	48	0,160	0,00	90	0,000	0,00	1687,5	0,000	0,000
Diagonais	16	194	0,647	8,93	120	0,074	5,78	2250	0,019	0,068
	17	211	0,703	10,04	120	0,084	7,06	2250	0,024	0,078
	18	238	0,793	11,48	120	0,096	9,11	2250	0,030	0,092
	19	238	0,793	11,48	120	0,096	9,11	2250	0,030	0,092
	20	211	0,703	10,04	120	0,084	7,06	2250	0,024	0,078
	21	194	0,647	8,93	120	0,074	5,78	2250	0,019	0,068
Banzo superior	22	194	0,647	68,07	180	0,378	44,02	3375	0,098	0,344
	23	194	0,647	59,14	180	0,329	38,24	3375	0,085	0,299
	24	194	0,647	49,93	180	0,277	32,29	3375	0,072	0,252
	25	194	0,647	40,57	180	0,225	26,24	3375	0,058	0,205
	26	194	0,647	40,57	180	0,225	26,24	3375	0,058	0,205
	27	194	0,647	49,93	180	0,277	32,29	3375	0,072	0,252
	28	194	0,647	59,14	180	0,329	38,24	3375	0,085	0,299
	29	194	0,647	68,07	180	0,378	44,02	3375	0,098	0,344
Máximo						0,378			0,098	0,344

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 36: Verificação da resistência das treliças de madeira classe C40 à flexo-compressão.

Localização	Barra	L_0	e_1	N_{c0d}	A	σ_{Nc0d}	$M_{x,d}$	I_x	$\sigma_{Mx,d}$	Verif.
		(cm)	(cm)	(kN)	(cm ²)	(kN/cm ²)	(kNcm)	(cm ⁴)	(kN/cm ²)	
Banzo inferior	1	187,5	0,625	25,29	150	0,169	15,81	2812,5	0,042	0,092
	2	187,5	0,625	25,29	150	0,169	15,81	2812,5	0,042	0,092
	3	187,5	0,625	19,76	150	0,132	12,35	2812,5	0,033	0,072
	4	187,5	0,625	14,47	150	0,096	9,04	2812,5	0,024	0,053
	5	187,5	0,625	13,87	150	0,092	8,67	2812,5	0,023	0,051
	6	187,5	0,625	17,89	150	0,119	11,18	2812,5	0,030	0,065
	7	187,5	0,625	22,15	150	0,148	13,84	2812,5	0,037	0,081
	8	187,5	0,625	22,15	150	0,148	13,84	2812,5	0,037	0,081
Montantes	9	48	0,160	0,00	75	0,000	0,00	1406,25	0,000	0,000
	10	98	0,327	1,43	75	0,019	0,47	1406,25	0,002	0,009
	11	146	0,487	2,75	75	0,037	1,34	1406,25	0,007	0,019
	12	195	0,650	6,07	75	0,081	3,95	1406,25	0,021	0,045
	13	146	0,487	2,09	75	0,028	1,01	1406,25	0,005	0,014
	14	98	0,327	1,11	75	0,015	0,36	1406,25	0,002	0,007
	15	48	0,160	0,00	75	0,000	0,00	1406,25	0,000	0,000
Diagonais	16	194	0,647	8,97	150	0,060	5,80	2812,5	0,015	0,033
	17	211	0,703	10,19	150	0,068	7,17	2812,5	0,019	0,038
	18	238	0,793	11,70	150	0,078	9,28	2812,5	0,025	0,046
	19	238	0,793	11,70	150	0,078	9,28	2812,5	0,025	0,046
	20	211	0,703	10,19	150	0,068	7,17	2812,5	0,019	0,038
	21	194	0,647	8,97	150	0,060	5,80	2812,5	0,015	0,033
Banzo superior	22	194	0,647	69,14	150	0,461	44,71	2812,5	0,119	0,255
	23	194	0,647	60,17	150	0,401	38,91	2812,5	0,104	0,222
	24	194	0,647	50,82	150	0,339	32,86	2812,5	0,088	0,187
	25	194	0,647	41,28	150	0,275	26,69	2812,5	0,071	0,152
	26	194	0,647	41,28	150	0,275	26,69	2812,5	0,071	0,152
	27	194	0,647	50,82	150	0,339	32,86	2812,5	0,088	0,187
	28	194	0,647	60,17	150	0,401	38,91	2812,5	0,104	0,222
	29	194	0,647	69,14	150	0,461	44,71	2812,5	0,119	0,255
Máximo						0,461			0,119	0,255

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 37: Verificação da resistência das treliças de madeira classe C60 à flexo-compressão.

Localização	Barra	L_0	e_1	N_{c0d}	A	σ_{Nc0d}	$M_{x,d}$	I_x	$\sigma_{Mx,d}$	Verif.
		(cm)	(cm)	(kN)	(cm ²)	(kN/cm ²)	(kNcm)	(cm ⁴)	(kN/cm ²)	
Banzo inferior	1	187,5	0,625	26,75	120	0,223	16,72	2250	0,056	0,062
	2	187,5	0,625	26,75	120	0,223	16,72	2250	0,056	0,062
	3	187,5	0,625	21,04	120	0,175	13,15	2250	0,044	0,049
	4	187,5	0,625	15,54	120	0,129	9,71	2250	0,032	0,036
	5	187,5	0,625	14,94	120	0,125	9,34	2250	0,031	0,035
	6	187,5	0,625	19,17	120	0,160	11,98	2250	0,040	0,044
	7	187,5	0,625	23,60	120	0,197	14,75	2250	0,049	0,055
	8	187,5	0,625	23,60	120	0,197	14,75	2250	0,049	0,055
Montantes	9	48	0,160	0,00	75	0,000	0,00	1406,25	0,000	0,000
	10	98	0,327	1,48	75	0,020	0,48	1406,25	0,003	0,005
	11	146	0,487	3,39	75	0,045	1,65	1406,25	0,009	0,012
	12	195	0,650	6,41	75	0,085	4,16	1406,25	0,022	0,024
	13	146	0,487	2,73	75	0,036	1,33	1406,25	0,007	0,009
	14	98	0,327	1,15	75	0,015	0,38	1406,25	0,002	0,004
	15	48	0,160	0,00	75	0,000	0,00	1406,25	0,000	0,000
Diagonais	16	194	0,647	8,69	120	0,072	5,62	2250	0,019	0,020
	17	211	0,703	9,83	120	0,082	6,92	2250	0,023	0,024
	18	238	0,793	11,27	120	0,094	8,94	2250	0,030	0,029
	19	238	0,793	11,27	120	0,094	8,94	2250	0,030	0,029
	20	211	0,703	9,83	120	0,082	6,92	2250	0,023	0,024
	21	194	0,647	8,69	120	0,072	5,62	2250	0,019	0,020
Banzo superior	22	194	0,647	66,80	120	0,557	43,20	2250	0,144	0,157
	23	194	0,647	58,12	120	0,484	37,58	2250	0,125	0,136
	24	194	0,647	49,10	120	0,409	31,75	2250	0,106	0,115
	25	194	0,647	39,90	120	0,333	25,80	2250	0,086	0,094
	26	194	0,647	39,90	120	0,333	25,80	2250	0,086	0,094
	27	194	0,647	49,10	120	0,409	31,75	2250	0,106	0,115
	28	194	0,647	58,12	120	0,484	37,58	2250	0,125	0,136
	29	194	0,647	66,80	120	0,557	43,20	2250	0,144	0,157
Máximo						0,557			0,144	0,157

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 38: Resumo da verificação da resistência das treliças à flexo-compressão.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
σ_{Nc0d} (kN/cm ²)	0,194	0,378	0,461	0,557
$\sigma_{Mx,d}$ (kN/cm ²)	0,078	0,098	0,119	0,144
f_{cod} (kN/cm ²)	0,80	1,20	1,60	2,40
Verificação	0,400	0,344	0,255	0,157

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.10 Verificação da estabilidade das barras das treliças

Na sequência, foi necessário verificar a estabilidade global das barras das treliças. Para tal, foram consultados os tópicos 7.8.2 e 7.5.4 da norma brasileira, a partir dos quais foram identificados os procedimentos de cálculo a serem empregados.

Assim, a verificação de estabilidade de barras compostas foi realizada de acordo com as equações (67) a (70). Por outro lado, com respeito às peças de seção simples, a verificação de estabilidade foi feita de acordo com a equação (71).

Assim, por meio destas, foi verificado o atendimento à norma das barras das treliças através da construção das Tabelas 39 a 43.

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I_{y,ef}}{L_0^2} \quad (67)$$

$$e_d = \frac{e_1 F_E}{F_E - N_{c0,d}} \quad (68)$$

$$M_d = N_{c0,d} e_d \quad (69)$$

$$\sigma_{Nc0,d} + \frac{M_d I_2}{I_{y,ef} W_2} + \frac{M_d}{2a_1 A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}}\right) \leq f_{c0,d} \quad (70)$$

$$\sigma_{Nc0,d} + \frac{M_d}{I_{y,ef}} \frac{h}{2} \leq f_{c0,d} \quad (71)$$

Onde:

n : número de peças que conformam a seção composta;

M_d : momento fletor de cálculo máximo associado à compressão, decorrente da excentricidade de cálculo (kN.cm);

e_d : excentricidade de cálculo (cm);

F_E : força de flambagem de Euler (kN);

h : altura da seção da barra. Conforme apresentado anteriormente, foi adotada constante para todas as barras em todas as classes de resistência igual a 15 cm.

Tabela 39: Verificação da estabilidade das barras das treliças com madeira classe C20.

Local.	Barra	L_0	e_1	$I_{y,ef}$	F_E	N_{cod}	e_d	M_d	A	I_2	W_2	a_1	A_1	n	Ver.
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(kN)	(kN)	(cm)	(kNcm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ²)		
Banzo inferior	1	187,5	0,63	1723	257,4	26,36	0,70	18,36	225	156	62,5	9	75	3	0,15
	2	187,5	0,63	1723	257,4	26,36	0,70	18,36	225	156	62,5	9	75	3	0,15
	3	187,5	0,63	1723	257,4	20,75	0,68	14,11	225	156	62,5	9	75	3	0,12
	4	187,5	0,63	1723	257,4	15,32	0,67	10,18	225	156	62,5	9	75	3	0,09
	5	187,5	0,63	1723	257,4	14,72	0,66	9,76	225	156	62,5	9	75	3	0,09
	6	187,5	0,63	1723	257,4	18,88	0,67	12,73	225	156	62,5	9	75	3	0,11
	7	187,5	0,63	1723	257,4	23,22	0,69	15,95	225	156	62,5	9	75	3	0,14
	8	187,5	0,63	1723	257,4	23,22	0,69	15,95	225	156	62,5	9	75	3	0,14
Montantes	9	48	0,16	734	1.672	0,00	0,16	0,00	120	80	40	4,5	60	2	0,00
	10	98	0,33	734	401,2	1,45	0,33	0,48	120	80	40	4,5	60	2	0,01
	11	146	0,49	734	180,7	2,82	0,49	1,39	120	80	40	4,5	60	2	0,03
	12	195	0,65	734	101,3	6,32	0,69	4,38	120	80	40	4,5	60	2	0,07
	13	146	0,49	734	180,8	2,16	0,49	1,06	120	80	40	4,5	60	2	0,02
	14	98	0,33	734	401,2	1,13	0,33	0,37	120	80	40	4,5	60	2	0,01
	15	48	0,16	734	1.672	0,00	0,16	0,00	120	80	40	4,5	60	2	0,00
Diagonais	16	194	0,65	1874	261,4	8,84	0,67	5,92	150	156	62,5	14	75	2	0,07
	17	211	0,70	1874	221,0	9,95	0,74	7,33	150	156	62,5	14	75	2	0,08
	18	238	0,79	1874	173,7	11,39	0,85	9,67	150	156	62,5	14	75	2	0,09
	19	238	0,79	1874	173,7	11,39	0,85	9,67	150	156	62,5	14	75	2	0,09
	20	211	0,70	1874	221,0	9,95	0,74	7,33	150	156	62,5	14	75	2	0,08
	21	194	0,65	1874	261,4	8,84	0,67	5,92	150	156	62,5	14	75	2	0,07
Banzo superior	22	194	0,65	1723	240,4	67,42	0,90	60,59	225	156	62,5	9	75	3	0,42
	23	194	0,65	1723	240,4	58,58	0,86	50,09	225	156	62,5	9	75	3	0,36
	24	194	0,65	1723	240,4	49,45	0,81	40,26	225	156	62,5	9	75	3	0,30
	25	194	0,65	1723	240,4	40,17	0,78	31,18	225	156	62,5	9	75	3	0,24
	26	194	0,65	1723	240,4	40,17	0,78	31,18	225	156	62,5	9	75	3	0,24
	27	194	0,65	1723	240,4	49,45	0,81	40,26	225	156	62,5	9	75	3	0,30
	28	194	0,65	1723	240,4	58,58	0,86	50,09	225	156	62,5	9	75	3	0,36
	29	194	0,65	1723	240,4	67,42	0,90	60,59	225	156	62,5	9	75	3	0,42
Máximo															0,42

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 40: Verificação da estabilidade das barras das treliças com madeira classe C30.

Local.	Barra	L_0	e_1	$I_{y,ef}$	F_E	N_{c0d}	e_d	M_d	A	I_2	W_2	a_1	A_1	n	Ver.
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(kN)	(kN)	(cm)	(kNcm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ²)		
Banzo inferior	1	187,5	0,63	876	199,6	25,96	0,72	18,65	180	80	40	7	60	3	0,20
	2	187,5	0,63	876	199,6	25,96	0,72	18,65	180	80	40	7	60	3	0,20
	3	187,5	0,63	876	199,6	20,40	0,70	14,20	180	80	40	7	60	3	0,16
	4	187,5	0,63	876	199,6	15,02	0,68	10,15	180	80	40	7	60	3	0,12
	5	187,5	0,63	876	199,6	14,42	0,67	9,72	180	80	40	7	60	3	0,11
	6	187,5	0,63	876	199,6	18,53	0,69	12,77	180	80	40	7	60	3	0,14
	7	187,5	0,63	876	199,6	22,81	0,71	16,10	180	80	40	7	60	3	0,18
	8	187,5	0,63	876	199,6	22,81	0,71	16,10	180	80	40	7	60	3	0,18
Montantes	9	48	0,16	316	1.097	0,00	0,16	0,00	90	34	22,5	3,5	45	2	0,00
	10	98	0,33	316	263,3	1,44	0,33	0,47	90	34	22,5	3,5	45	2	0,02
	11	146	0,49	316	118,6	2,77	0,50	1,38	90	34	22,5	3,5	45	2	0,04
	12	195	0,65	316	66,5	6,25	0,72	4,48	90	34	22,5	3,5	45	2	0,10
	13	146	0,49	316	118,6	2,11	0,50	1,04	90	34	22,5	3,5	45	2	0,03
	14	98	0,33	316	263,3	1,11	0,33	0,36	90	34	22,5	3,5	45	2	0,02
	15	48	0,16	316	1.097	0,00	0,16	0,00	90	34	22,5	3,5	45	2	0,00
Diagonais	16	194	0,65	957	203,8	8,93	0,68	6,04	120	80	40	11	60	2	0,09
	17	211	0,70	957	172,3	10,04	0,75	7,50	120	80	40	11	60	2	0,10
	18	238	0,79	957	135,4	11,48	0,87	9,95	120	80	40	11	60	2	0,12
	19	238	0,79	957	135,4	11,48	0,87	9,95	120	80	40	11	60	2	0,12
	20	211	0,70	957	172,3	10,04	0,75	7,50	120	80	40	11	60	2	0,10
	21	194	0,65	957	203,8	8,93	0,68	6,04	120	80	40	11	60	2	0,09
Banzo superior	22	194	0,65	876	186,4	68,07	1,02	69,34	180	80	40	7	60	3	0,60
	23	194	0,65	876	186,4	59,14	0,95	56,01	180	80	40	7	60	3	0,51
	24	194	0,65	876	186,4	49,93	0,88	44,10	180	80	40	7	60	3	0,42
	25	194	0,65	876	186,4	40,57	0,83	33,54	180	80	40	7	60	3	0,33
	26	194	0,65	876	186,4	40,57	0,83	33,54	180	80	40	7	60	3	0,33
	27	194	0,65	876	186,4	49,93	0,88	44,10	180	80	40	7	60	3	0,42
	28	194	0,65	876	186,4	59,14	0,95	56,01	180	80	40	7	60	3	0,51
	29	194	0,65	876	186,4	68,07	1,02	69,34	180	80	40	7	60	3	0,60
Máximo															0,60

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 41: Verificação da estabilidade das barras das treliças com madeira classe C40.

Local.	Barra	L_0	e_1	$I_{y,ef}$	F_E	N_{cod}	e_d	M_d	A	I_2	W_2	a_1	A_1	n	Ver.
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(kN)	(kN)	(cm)	(kNcm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ²)		
Banzo inferior	1	187,5	0,63	1340	410,9	25,29	0,67	16,85	150	156	62,5	5	75	2	0,22
	2	187,5	0,63	1340	410,9	25,29	0,67	16,85	150	156	62,5	5	75	2	0,22
	3	187,5	0,63	1340	410,9	19,76	0,66	12,98	150	156	62,5	5	75	2	0,17
	4	187,5	0,63	1340	410,9	14,47	0,65	9,37	150	156	62,5	5	75	2	0,12
	5	187,5	0,63	1340	410,9	13,87	0,65	8,97	150	156	62,5	5	75	2	0,12
	6	187,5	0,63	1340	410,9	17,89	0,65	11,69	150	156	62,5	5	75	2	0,15
	7	187,5	0,63	1340	410,9	22,15	0,66	14,63	150	156	62,5	5	75	2	0,19
	8	187,5	0,63	1340	410,9	22,15	0,66	14,63	150	156	62,5	5	75	2	0,19
Montantes	9	48	0,16	156	730,9	0,00	0,16	0,00	75	156	62,5	0	75	1	0,00
	10	98	0,33	156	175,3	1,43	0,33	0,47	75	156	62,5	0	75	1	0,04
	11	146	0,49	156	79,0	2,75	0,50	1,38	75	156	62,5	0	75	1	0,10
	12	195	0,65	156	44,3	6,07	0,75	4,57	75	156	62,5	0	75	1	0,30
	13	146	0,49	156	79,0	2,09	0,50	1,04	75	156	62,5	0	75	1	0,08
	14	98	0,33	156	175,3	1,11	0,33	0,36	75	156	62,5	0	75	1	0,03
	15	48	0,16	156	730,9	0,00	0,16	0,00	75	156	62,5	0	75	1	0,00
Diagonais	16	194	0,65	1769	506,6	8,97	0,66	5,91	150	156	62,5	10	75	2	0,07
	17	211	0,70	1769	428,2	10,19	0,72	7,34	150	156	62,5	10	75	2	0,08
	18	238	0,79	1769	336,6	11,70	0,82	9,62	150	156	62,5	10	75	2	0,10
	19	238	0,79	1769	336,6	11,70	0,82	9,62	150	156	62,5	10	75	2	0,10
	20	211	0,70	1769	428,2	10,19	0,72	7,34	150	156	62,5	10	75	2	0,08
	21	194	0,65	1769	506,6	8,97	0,66	5,91	150	156	62,5	10	75	2	0,07
Banzo superior	22	194	0,65	1340	383,8	69,14	0,79	54,53	150	156	62,5	5	75	2	0,62
	23	194	0,65	1340	383,8	60,17	0,77	46,14	150	156	62,5	5	75	2	0,53
	24	194	0,65	1340	383,8	50,82	0,75	37,88	150	156	62,5	5	75	2	0,45
	25	194	0,65	1340	383,8	41,28	0,73	29,91	150	156	62,5	5	75	2	0,36
	26	194	0,65	1340	383,8	41,28	0,73	29,91	150	156	62,5	5	75	2	0,36
	27	194	0,65	1340	383,8	50,82	0,75	37,88	150	156	62,5	5	75	2	0,45
	28	194	0,65	1340	383,8	60,17	0,77	46,14	150	156	62,5	5	75	2	0,53
	29	194	0,65	1340	383,8	69,14	0,79	54,53	150	156	62,5	5	75	2	0,62
Máximo															0,62

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 42: Verificação da estabilidade das barras das treliças com madeira classe C60.

Local.	Barra	L_0	e_1	$I_{y,ef}$	F_E	N_{cod}	e_d	M_d	A	I_2	W_2	a_1	A_1	n	Ver.
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(kN)	(kN)	(cm)	(kNcm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ²)		
Banzo inferior	1	187,5	0,63	734	282,7	26,75	0,69	18,46	120	80	40	4,5	60	2	0,30
	2	187,5	0,63	734	282,7	26,75	0,69	18,46	120	80	40	4,5	60	2	0,30
	3	187,5	0,63	734	282,7	21,04	0,68	14,21	120	80	40	4,5	60	2	0,24
	4	187,5	0,63	734	282,7	15,54	0,66	10,28	120	80	40	4,5	60	2	0,17
	5	187,5	0,63	734	282,7	14,94	0,66	9,86	120	80	40	4,5	60	2	0,17
	6	187,5	0,63	734	282,7	19,17	0,67	12,85	120	80	40	4,5	60	2	0,21
	7	187,5	0,63	734	282,7	23,60	0,68	16,10	120	80	40	4,5	60	2	0,26
	8	187,5	0,63	734	282,7	23,60	0,68	16,10	120	80	40	4,5	60	2	0,26
Montantes	9	48	0,16	156	918,3	0,00	0,16	0,00	75	156	62,5	0	75	1	0,00
	10	98	0,33	156	220,3	1,48	0,33	0,49	75	156	62,5	0	75	1	0,04
	11	146	0,49	156	99,3	3,39	0,50	1,71	75	156	62,5	0	75	1	0,13
	12	195	0,65	156	55,6	6,41	0,74	4,71	75	156	62,5	0	75	1	0,31
	13	146	0,49	156	99,3	2,73	0,50	1,37	75	156	62,5	0	75	1	0,10
	14	98	0,33	156	220,3	1,15	0,33	0,38	75	156	62,5	0	75	1	0,03
	15	48	0,16	156	918,3	0,00	0,16	0,00	75	156	62,5	0	75	1	0,00
Diagonais	16	194	0,65	918	330,1	8,69	0,66	5,77	120	80	40	8,5	60	2	0,09
	17	211	0,70	918	279,1	9,83	0,73	7,17	120	80	40	8,5	60	2	0,10
	18	238	0,79	918	219,4	11,27	0,84	9,43	120	80	40	8,5	60	2	0,12
	19	238	0,79	918	219,4	11,27	0,84	9,43	120	80	40	8,5	60	2	0,12
	20	211	0,70	918	279,1	9,83	0,73	7,17	120	80	40	8,5	60	2	0,10
	21	194	0,65	918	330,1	8,69	0,66	5,77	120	80	40	8,5	60	2	0,09
Banzo superior	22	194	0,65	734	264,0	66,80	0,87	57,83	120	80	40	4,5	60	2	0,80
	23	194	0,65	734	264,0	58,12	0,83	48,19	120	80	40	4,5	60	2	0,69
	24	194	0,65	734	264,0	49,10	0,79	39,00	120	80	40	4,5	60	2	0,57
	25	194	0,65	734	264,0	39,90	0,76	30,40	120	80	40	4,5	60	2	0,46
	26	194	0,65	734	264,0	39,90	0,76	30,40	120	80	40	4,5	60	2	0,46
	27	194	0,65	734	264,0	49,10	0,79	39,00	120	80	40	4,5	60	2	0,57
	28	194	0,65	734	264,0	58,12	0,83	48,19	120	80	40	4,5	60	2	0,69
	29	194	0,65	734	264,0	66,80	0,87	57,83	120	80	40	4,5	60	2	0,80
Máximo															0,80

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 43: Resumo da verificação da estabilidade global das treliças.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
f_{cod} (kN/cm ²)	0,800	1,200	1,600	2,400
Verificação	0,420	0,596	0,618	0,798

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.11 Verificação da estabilidade local das barras

Em seguida, tendo verificado a estabilidade global das barras, seria necessário verificar se cada peça associada a estas atende aos critérios de estabilidade local descritos pela norma supracitada. No entanto, de acordo com o tópico 7.8.2 do documento normativo, esta verificação pode ser dispensada para os trechos de comprimento L_1 se as condições descritas por meio das equações (72) e (73) forem atendidas.

$$9 \leq \frac{L_1}{b_1} \leq 18 \quad (72)$$

$a \leq 6b_1$, quando são empregadas chapas laterais, ou

$$a \leq 3b_1, \text{ quando são empregados espaçadores interpostos.} \quad (73)$$

Desta forma, foi verificado o atendimento a estes critérios empregando os parâmetros e obtendo os resultados dispostos nas Tabelas 44 e 45.

Tabela 44: Verificação da estabilidade local das barras das treliças.

Local	B.	L_0 (cm)	m	L_1 (cm)	C20				C30				C40				C60			
					b_1 (cm)	a (cm)	$\frac{L_1}{b_1}$	$\frac{a}{b_1}$	b_1 (cm)	a (cm)	$\frac{L_1}{b_1}$	$\frac{a}{b_1}$	b_1 (cm)	a (cm)	$\frac{L_1}{b_1}$	$\frac{a}{b_1}$	b_1 (cm)	a (cm)	$\frac{L_1}{b_1}$	$\frac{a}{b_1}$
Banzo inferior	1	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	2	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	3	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	4	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	5	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	6	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	7	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	8	187,5	4	46,9	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
Montantes	9	48	4	12	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
	10	98	4	24,5	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
	11	146	4	36,5	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
	12	195	4	48,8	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
	13	146	4	36,5	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
	14	98	4	24,5	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
	15	48	4	12	4	5	11,7	1,3	3	4	15,6	1,3	5	0	9,4	0	5	0	9,38	0
Diagonais	16	194	4	48,5	5	23	9,4	4,6	4	18	11,7	4,5	5	15	9,4	3,0	4	13	11,7	3,3
	17	211	4	52,8	5	23	9,4	4,6	4	18	11,7	4,5	5	15	9,4	3,0	4	13	11,7	3,3
	18	238	4	59,5	5	23	9,4	4,6	4	18	11,7	4,5	5	15	9,4	3,0	4	13	11,7	3,3
	19	238	4	59,5	5	23	9,4	4,6	4	18	11,7	4,5	5	15	9,4	3,0	4	13	11,7	3,3
	20	211	4	52,8	5	23	9,4	4,6	4	18	11,7	4,5	5	15	9,4	3,0	4	13	11,7	3,3
	21	194	4	48,5	5	23	9,4	4,6	4	18	11,7	4,5	5	15	9,4	3,0	4	13	11,7	3,3
Banzo superior	22	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	23	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	24	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	25	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	26	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	27	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	28	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
	29	194	4	48,5	5	4	9,4	0,8	4	3	11,7	0,8	5	5	9,4	1,0	4	5	11,7	1,3
Mínimo							9,4	0,8			11,7	0,8			9,4	0			9,38	0
Máximo							11,7	4,6			15,6	4,5			9,4	3,0			11,7	3,3

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 45: Resumo da verificação da estabilidade global das treliças.

Parâmetro / Classe	C20	C30	C40	C60
$(L_1/b_r)_{lim,min}$	9	9	9	9
$(L_1/b_r)_{min}$	9,38	11,72	9,38	9,38
$(L_1/b_r)_{max}$	11,72	15,63	9,38	11,72
$(L_1/b_r)_{lim,max}$	18	18	18	18
$(a/b_r)_{lim}$	3	3	3	3
$(a/b_r)_{max}$	4,60	4,50	3,00	3,25

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destas tabelas, foi constatado que, para as diagonais das treliças de classes C20, C30 e C60 seria necessário verificar a estabilidade local. Assim, empregando a equação (71) foram empregados os parâmetros e gerados os resultados apresentados nas Tabelas 46 e 47. Cabe mencionar que, tratando-se de uma verificação para peças simples, foi considerado o momento de inércia $I_{y,ef} = I_2$ e o esforço normal distribuído entre as barras da seção composta, de modo que $N'_{cod} = N_{cod}/m = N_{cod}/2$, no caso das diagonais das barras em estudo.

Tabela 46: Verificação da estabilidade local das diagonais treliças de classes C20, C30 e C60.

Localização Classe	Barra	L_0	e_1	I_2	F_E	N'_{cod}	e_d	M_d	A	Verif.
		(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(kN)	(kN)	(cm)	(kNcm)	(cm ²)	
Diagonais C20	16	194	0,647	156,25	21,80	4,42	0,811	3,59	150	0,202
	17	211	0,703	156,25	18,43	4,98	0,964	4,79	150	0,263
	18	238	0,793	156,25	14,48	5,69	1,307	7,44	150	0,395
	19	238	0,793	156,25	14,48	5,69	1,307	7,44	150	0,395
	20	211	0,703	156,25	18,43	4,98	0,964	4,79	150	0,263
	21	194	0,647	156,25	21,80	4,42	0,811	3,59	150	0,202
Diagonais C30	16	194	0,647	80	17,04	4,47	0,876	3,91	120	0,404
	17	211	0,703	80	14,40	5,02	1,080	5,42	120	0,550
	18	238	0,793	80	11,32	5,74	1,609	9,24	120	0,914
	19	238	0,793	80	11,32	5,74	1,609	9,24	120	0,914
	20	211	0,703	80	14,40	5,02	1,080	5,42	120	0,550
	21	194	0,647	80	17,04	4,47	0,876	3,91	120	0,404
Diagonais C60	16	194	0,647	80	28,78	4,34	0,762	3,31	120	0,346
	17	211	0,703	80	24,33	4,92	0,881	4,33	120	0,447
	18	238	0,793	80	19,12	5,64	1,125	6,34	120	0,641
	19	238	0,793	80	19,12	5,64	1,125	6,34	120	0,641
	20	211	0,703	80	24,33	4,92	0,881	4,33	120	0,447
	21	194	0,647	80	28,78	4,34	0,762	3,31	120	0,346

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 47: Resumo da verificação da estabilidade local das diagonais de classes C20, C30 e C60 .

Parâmetro / Classe	C20	C30	C60
f_{cd} (kN/cm ²)	0,800	1,200	2,400
Verificação	0,395	9,14	6,41

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.4.12 Verificação do estado limite de deslocamentos

Por fim, foi necessário garantir o atendimento das treliças em estudo ao estado limite de utilização referente aos deslocamentos máximos da estrutura. Para tal, seria necessário calcular a flecha máxima atuante nas treliças, a partir da combinação de serviço descrita pela equação (33) e do *software* Ftool. No entanto, a fim de simplificar a verificação, foi selecionada a treliça que, considerando que todas as suas barras possuem o mesmo momento de inércia, igual ao menor dentre elas, possuísse a menor rigidez. Esta seleção foi realizada através da Tabela 48.

Tabela 48: Cálculo das rigidezes das treliças.

Classe	C20	C30	C40	C60
$E_{cd,ef}$ (kN/cm ²)	53,2	81,2	109,2	137,2
I_x (cm ⁴)	2.250	1.687,5	1.406,25	1.406,25
$E_{cd,ef} I_x$ (kNcm ²)	119.700	137.025	153.563	192.938

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, foi considerada a treliça de classe C20. A seguir, foi necessário determinar as forças nodais a serem consideradas na verificação. Assim, empregando os coeficientes dispostos na Tabela 49, obtidos consultando a Tabela 2 da norma brasileira, foi possível determinar os carregamentos nodais apresentados na Tabela 50 e na Figura 23.

Tabela 49: Coeficientes de minoração das ações considerados para o estado limite de utilização.

Parâmetro	Valor
$\psi_{2,vento}$	0
$\psi_{2,sobrecarga}^1$	0,2

¹: Foi considerado que, ao ser uma estrutura de cobertura, não ocorreria a predominância de equipamentos fixos nem de elevadas concentrações de pessoas.

Fonte: Elaborada pelo autor.

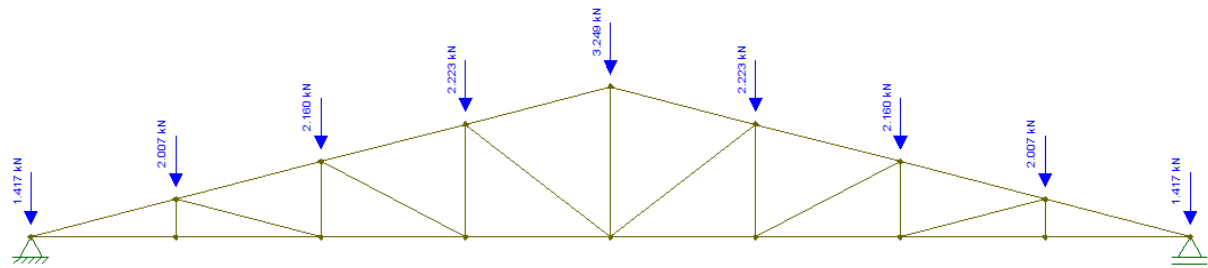
Tabela 50: Cálculo das forças concentradas para a verificação do estado limite de deslocamentos.¹

Nó	F_{qi} (kN)	C20		C30		C40		C60	
		F_{gi} (kN)	F_{di} (kN)	F_{gi} (kN)	F_{di} (kN)	F_{gi} (kN)	F_{di} (kN)	F_{gi} (kN)	F_{di} (kN)
1	0,728	1,272	1,417	1,314	1,459	1,283	1,429	1,249	1,394
10	1,455	1,716	2,007	1,748	2,039	1,763	2,054	1,660	1,951
11	1,455	1,869	2,160	1,896	2,187	1,964	2,255	1,838	2,129
12	1,455	1,932	2,223	1,956	2,247	2,035	2,326	1,905	2,196
13E	0,728	1,479	1,624	1,513	1,658	1,541	1,687	1,482	1,627
13D	0,728	1,479	1,624	1,513	1,658	1,541	1,687	1,482	1,627
14	1,455	1,932	2,223	1,956	2,247	2,035	2,326	1,905	2,196
15	1,455	1,869	2,160	1,896	2,187	1,964	2,255	1,838	2,129
16	1,455	1,716	2,007	1,748	2,039	1,763	2,054	1,660	1,951
9	0,728	1,272	1,417	1,314	1,459	1,283	1,429	1,249	1,394

¹: Analisando os valores obtidos, constatou-se que, ao serem suficientemente semelhantes, a hipótese da treliça simplificadora adotada corresponder à classe C20 foi válida.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 23: Esquema estático das treliças associado à verificação do estado limite de deslocamentos.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir destes valores, foi determinado o valor da flecha apresentada pela treliça crítica simplificada. O valor obtido, para fins de verificação, foi comparado ao valor de flecha admissível, descrito pela norma em seu tópico 9.2.1, conforme apresentado por meio da equação (73).

$$u_{efe} \leq u_{lim} = \frac{L}{200} \tag{73}$$

Onde:

u_{efe} : flecha efetiva apresentada pela treliça crítica simplificada (cm);

u_{limite} : flecha máxima admissível para vãos livres (cm).

Assim, comparando o valor obtido $u_{efe} = 1,353 \text{ cm}$ com o limite $u_{lim} = \frac{1.500}{200} = 7,5 \text{ cm}$, constatou-se que a condição foi atendida para a treliça crítica simplificada e, consequentemente, para as treliças do projeto em estudo.

Desta forma, o atendimento às orientações descritos no documento ABNT NBR 7190:1997 referente às barras das treliças foi verificado.

B.5 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

B.5.1 Cálculo das resistências ao embutimento

Para o dimensionamento das ligações a serem empregadas nas treliças projetadas, em primeiro lugar foi considerada a utilização de parafusos com diâmetro de 10 milímetros, conforme definido como mínimo no tópico 8.3.4 da norma NBR 7190:1997.

A seguir, a fim de realizar os cálculos relativos à resistência dos parafusos, foram determinadas as resistências ao embutimento da madeira empregada. Estas foram obtidas por meio das equações (74) a (76), descritas no tópico 8.2 do documento normativo. Os resultados obtidos constam na Tabela 51.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (74)$$

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} \quad (75)$$

$$f_{e90,d} = 0,25 f_{c0,d} \alpha_e \quad (76)$$

Onde:

f_{yd} : resistência ao escoamento de cálculo dos parafusos (kN/cm²)

f_{yk} : resistência ao escoamento característica dos parafusos (kN/cm²)

γ_s : coeficiente de ponderação de resistências ao escoamento, igual a $\gamma_s = 1,1$ para peças de aço;

$f_{e0,d}$: resistência ao embutimento paralelo às fibras (kN/cm²);

$f_{e90,d}$: resistência ao embutimento normal às fibras (kN/cm²);

α_e : coeficiente função do diâmetro do pino, definido na Tabela 14 do documento normativo e equivalente a $\alpha_e = 1,95$, para diâmetro dos parafusos $d_{parafuso} = 10 \text{ mm}$, $\alpha_e = 1,68$ e $\alpha_e = 1,52$, para $d_{parafuso} = 16 \text{ mm}$.

Tabela 51: Cálculo das resistências ao embutimento.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
f_{yk} (kN/cm ²)	24	24	24	24
γ_s	1,1	1,1	1,1	1,1
f_{yd} (kN/cm ²)	21,82	21,82	21,82	21,82
$f_{e0,d}$ (kN/cm ²)	0,800	1,200	1,600	2,400
$d_{parafuso,1}$ (mm)	10	10	10	10
$d_{parafuso,2}$ (mm)	16	16	16	16
$\alpha_{e,1}$	1,95	1,95	1,95	1,95
$\alpha_{e,2}$	1,52	1,52	1,52	1,52
$f_{e90,d1}$ (kN/cm ²)	0,390	0,585	0,780	1,170
$f_{e90,d2}$ (kN/cm ²)	0,304	0,456	0,608	0,912

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.5.2 Dimensionamento das ligações dos banzos com as diagonais, montantes e entre si

De posse das resistências ao embutimento paralelo e normal às fibras, foi possível dimensionar o número de parafusos para cada nó das treliças em estudo. No entanto, no caso do dimensionamento da ligação dos banzos com as demais barras, foi necessário calcular a resistência ao embutimento inclinado em relação às fibras, conforme descrito no tópico 7.2.9 da norma brasileira, apresentado pela equação (77).

$$f_{e\alpha,d} = \frac{f_{e0,d} f_{e90,d}}{(f_{e0,d} \sin^2(\alpha) + f_{e90,d} \cos^2(\alpha))} \quad (77)$$

Onde:

α : ângulo da barra a ser ligada com o banzo em relação ao banzo (°).

Na sequência, conforme explicado no item 8.3.4 da norma brasileira, foi necessário calcular os parâmetros de resistência dos pinos metálicos a serem empregados nas ligações. Este procedimento foi apresentado através das equações (78) e (79).

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e\alpha,d}}} \quad (78)$$

$$\beta = \frac{t}{d_{parafuso}} \quad (79)$$

De posse destes valores, foi realizada uma comparação a fim de identificar qual seria a verificação crítica a ser considerada para calcular a resistência de cálculo de cada pino metálico. Com o valor da resistência do pino obtida, foi possível avaliar o número de parafusos a ser empregado para cada ligação. As equações empregadas, descritas no tópico supracitado, foram apresentadas por meio das equações (80) a (82). A partir destas equações e dos resultados obtidos, foram construídas as Tabelas 52 a 55. Cabe destacar que, em decorrência da assimetria dos esforços máximos das barras, foi considerada apenas a metade esquerda dos nós, ao ter estes as diagonais e montantes mais solicitados.

$$R_{vd,1} = 0,4 \frac{t^2}{\beta} f_{e\alpha,d}, \text{ para } \beta \leq \beta_{lim} \quad (80)$$

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d_{parafuso}^2}{\beta_{lim}} f_{y,d}, \text{ para } \beta \geq \beta_{lim} \quad (81)$$

$$n_p = \frac{N_d}{n_s R_{vd1}} \quad (82)$$

Onde:

β_{lim} : parâmetro de embutimento limite;

β : parâmetro de embutimento da ligação;

t : espessura convencional da madeira, considerada igual a $b_{1,banzos}$ (cm);

$d_{parafuso}$: diâmetro do parafuso empregado (cm);

$R_{vd,1}$: resistência de cálculo de um pino (kN);

n_p : número de parafusos máximos necessários para a ligação;

n_s : número de seções de corte da ligação, ou seja, o número de interfaces de peças de madeira presentes na ligação.

Tabela 52: Dimensionamento das ligações das treliças compostas por madeira C20.

Nós	Barra	N _d (kN)	t (cm)	α (°)	d _{parafuso}	β	f _{ca,d} (kN/cm ²)	β_{lim}	Condição	R _{vd,1} (kN)	n _s	n _p	n _p
1 e 9	1	65,27	5	0	16	3,125	0,800	6,53	Embutimento	2,56	6	5	13
	22	67,42	5	14,57		3,125	0,491	8,33	Embutimento	1,57		8	
2 e 8	1	65,27	5	0	10	5,000	0,800	6,53	Embutimento	1,60	6	-	2
	9	0,00	4	90		4,000	0,390	9,35	Embutimento	0,62		0	
	2	65,27	5	0		5,000	0,800	6,53	Embutimento	1,60		-	
3 e 7	2	65,27	5	0	10	5,000	0,800	6,53	Embutimento	1,60	6	-	3
	16	8,84	5	165,4		5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08		2	
	10	2,22	4	90		4,000	0,390	9,35	Embutimento	0,62		1	
	3	56,71	5	0		5,000	0,800	6,53	Embutimento	1,60		-	
4 e 6	3	56,71	5	0	10	5,000	0,800	6,53	Embutimento	1,60	6	-	4
	17	9,95	5	152,4		5,000	0,436	8,85	Embutimento	0,87		2	
	11	4,58	4	90		4,000	0,390	9,35	Embutimento	0,62		2	
	4	47,87	5	0		5,000	0,800	6,53	Embutimento	1,60		-	
5	4	47,87	5	0	16	3,125	0,800	6,53	Embutimento	2,56	6	-	7
	18	11,39	5	142,1		3,125	0,333	10,13	Embutimento	1,06		2	
	12	13,99	4	90		2,500	0,304	10,59	Embutimento	0,78		3	
	19	11,39	5	142,1		3,125	0,333	10,13	Embutimento	1,06		2	
	5	47,87	5	0		3,125	0,800	6,53	Embutimento	2,56		-	
10 e 16	22	67,42	5	194,6	10	5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08	6	-	2
	9	0,00	4	90		4,000	0,390	9,35	Embutimento	0,62		0	
	16	8,84	5	345,4		5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08		2	
	23	58,58	5	14,57		5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08		-	
11 e 15	23	58,58	5	194,6	10	5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08	6	-	3
	10	2,22	4	90		4,000	0,390	9,35	Embutimento	0,62		1	
	17	9,95	5	332,4		5,000	0,436	8,85	Embutimento	0,87		2	
	24	49,45	5	14,57		5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08		-	
12 e 14	24	49,45	5	194,6	10	5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08	6	-	5
	11	4,58	4	90		4,000	0,390	9,35	Embutimento	0,62		2	
	18	11,39	5	322,1		5,000	0,390	9,34	Embutimento	0,78		3	
	25	40,17	5	14,57		5,000	0,539	7,95	Embutimento	1,08		-	
13	25	40,17	5	194,6	16	3,125	0,491	8,33	Embutimento	1,57	6	5	13
	12	13,99	4	90		2,500	0,304	10,59	Embutimento	0,78		3	
	26	40,17	5	345,4		3,125	0,491	8,33	Embutimento	1,57		5	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 53: Dimensionamento das ligações das treliças compostas por madeira C30.

Nós	Barra	N _d (kN)	t (cm)	α (°)	d _{parafuso}	β	f _{ed,d} (kN/cm ²)	β_{lim}	Condição	R _{vd,1} (kN)	n _s	n _p	n _p
1 e 9	1	65,90	4	0	16	2,500	1,200	5,33	Embutimento	3,07	6	4	11
	22	68,07	4	14,57		2,500	0,736	6,80	Embutimento	1,88		7	
2 e 8	1	65,90	4	0	10	4,000	1,200	5,33	Embutimento	1,92	6	-	2
	9	0,00	3	90		3,000	0,585	7,63	Embutimento	0,70		0	
	2	65,90	4	0		4,000	1,200	5,33	Embutimento	1,92		-	
3 e 7	2	65,90	4	0	10	4,000	1,200	5,33	Embutimento	1,92	6	-	3
	16	8,93	4	165,4		4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29		2	
	10	2,24	3	90		3,000	0,585	7,63	Embutimento	0,70		1	
	3	57,25	4	0		4,000	1,200	5,33	Embutimento	1,92		-	
4 e 6	3	57,25	4	0	10	4,000	1,200	5,33	Embutimento	1,92	6	-	4
	17	10,04	4	152,4		4,000	0,653	7,22	Embutimento	1,05		2	
	11	4,66	3	90		3,000	0,585	7,63	Embutimento	0,70		2	
	4	48,34	4	0		4,000	1,200	5,33	Embutimento	1,92		-	
5	4	48,34	4	0	16	2,500	1,200	5,33	Embutimento	3,07	6	-	7
	18	11,48	4	142,1		2,500	0,499	8,27	Embutimento	1,28		2	
	12	14,10	3	90		1,875	0,456	8,65	Embutimento	0,88		3	
	19	11,48	4	142,1		2,500	0,499	8,27	Embutimento	1,28		2	
	5	48,34	4	0		2,500	1,200	5,33	Embutimento	3,07		-	
10 e 16	22	68,07	4	194,6	10	4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29	6	-	2
	9	0,00	3	90		3,000	0,585	7,63	Embutimento	0,70		0	
	16	8,93	4	345,4		4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29		2	
	23	59,14	4	14,57		4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29		-	
11 e 15	23	59,14	4	194,6	10	4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29	6	-	3
	10	2,24	3	90		3,000	0,585	7,63	Embutimento	0,70		1	
	17	10,04	4	332,4		4,000	0,653	7,22	Embutimento	1,05		2	
	24	49,93	4	14,57		4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29		-	
12 e 14	24	49,93	4	194,6	10	4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29	6	-	5
	11	4,66	3	90		3,000	0,585	7,63	Embutimento	0,70		2	
	18	11,48	4	322,1		4,000	0,586	7,63	Embutimento	0,94		3	
	25	40,57	4	14,57		4,000	0,809	6,49	Embutimento	1,29		-	
13	25	40,57	4	194,6	16	2,500	0,736	6,80	Embutimento	1,88	6	4	11
	12	14,10	3	90		1,875	0,456	8,65	Embutimento	0,88		3	
	26	40,57	4	345,4		2,500	0,736	6,80	Embutimento	1,88		4	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 54: Dimensionamento das ligações das treliças compostas por madeira C40.

Nós	Barra	N _d (kN)	t (cm)	α (°)	d _{parafuso}	β	f _{ca,d} (kN/cm ²)	β_{lim}	Condição	R _{vd,1} (kN)	n _s	n _p	n _p
1 e 9	1	66,93	5	0	16	3,125	1,600	4,62	Embutimento	5,12	4	4	10
	22	69,14	5	14,57		3,125	0,982	5,89	Embutimento	3,14		6	
2 e 8	1	66,93	5	0	10	5,000	1,600	4,62	Flexão	2,95	4	-	2
	9	0,00	5	90		5,000	0,780	6,61	Embutimento	1,56		0	
	2	66,93	5	0		5,000	1,600	4,62	Flexão	2,95		-	
3 e 7	2	66,93	5	0	10	5,000	1,600	4,62	Flexão	2,95	4	-	3
	16	8,97	5	165,4		5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16		2	
	10	2,25	5	90		5,000	0,780	6,61	Embutimento	1,56		1	
	3	58,24	5	0		5,000	1,600	4,62	Flexão	2,95		-	
4 e 6	3	58,24	5	0	10	5,000	1,600	4,62	Flexão	2,95	4	-	3
	17	10,19	5	152,4		5,000	0,871	6,26	Embutimento	1,74		2	
	11	4,69	5	90		5,000	0,780	6,61	Embutimento	1,56		1	
	4	49,19	5	0		5,000	1,600	4,62	Flexão	2,95		-	
5	4	49,19	5	0	16	3,125	1,600	4,62	Embutimento	5,12	4	-	6
	18	11,70	5	142,1		3,125	0,665	7,16	Embutimento	2,13		2	
	12	14,37	5	90		3,125	0,608	7,49	Embutimento	1,95		2	
	19	11,70	5	142,1		3,125	0,665	7,16	Embutimento	2,13		2	
	5	49,19	5	0		3,125	1,600	4,62	Embutimento	5,12		-	
10 e 16	22	69,14	5	194,6	10	5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16	4	-	2
	9	0,00	5	90		5,000	0,780	6,61	Embutimento	1,56		0	
	16	8,97	5	345,4		5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16		2	
	23	60,17	5	14,57		5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16		-	
11 e 15	23	60,17	5	194,6	10	5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16	4	-	3
	10	2,25	5	90		5,000	0,780	6,61	Embutimento	1,56		1	
	17	10,19	5	332,4		5,000	0,871	6,26	Embutimento	1,74		2	
	24	50,82	5	14,57		5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16		-	
12 e 14	24	50,82	5	194,6	10	5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16	4	-	3
	11	4,69	5	90		5,000	0,780	6,61	Embutimento	1,56		1	
	18	11,70	5	322,1		5,000	0,781	6,61	Embutimento	1,56		2	
	25	41,28	5	14,57		5,000	1,078	5,62	Embutimento	2,16		-	
13	25	41,28	5	194,6	16	3,125	0,982	5,89	Embutimento	3,14	4	4	10
	12	14,37	5	90		3,125	0,608	7,49	Embutimento	1,95		2	
	26	41,28	5	345,4		3,125	0,982	5,89	Embutimento	3,14		4	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 55: Dimensionamento das ligações das treliças compostas por madeira C60.

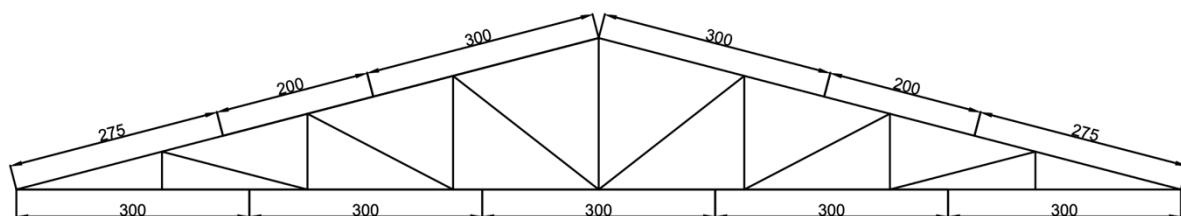
Nós	Barra	N _d (kN)	t (cm)	α (°)	d _{parafuso}	β	f _{ed,d} (kN/cm ²)	β_{lim}	Condição	R _{vd,1} (kN)	n _s	n _p	n _p
1 e 9	1	64,66	4	0	16	2,500	2,400	3,77	Embutimento	6,14	4	3	8
	22	66,80	4	14,57		2,500	1,473	4,81	Embutimento	3,77		5	
2 e 8	1	64,66	4	0	10	4,000	2,400	3,77	Flexão	3,62	4	-	2
	9	0,00	5	90		5,000	1,170	5,40	Embutimento	2,34		0	
	2	64,66	4	0		4,000	2,400	3,77	Flexão	3,62		-	
3 e 7	2	64,66	4	0	10	4,000	2,400	3,77	Flexão	3,62	4	-	2
	16	8,69	4	165,4		4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59		1	
	10	2,18	5	90		5,000	1,170	5,40	Embutimento	2,34		1	
	3	56,25	4	0		4,000	2,400	3,77	Flexão	3,62		-	
4 e 6	3	56,25	4	0	10	4,000	2,400	3,77	Flexão	3,62	4	-	3
	17	9,83	4	152,4		4,000	1,307	5,11	Embutimento	2,09		2	
	11	3,69	5	90		5,000	1,170	5,40	Embutimento	2,34		1	
	4	47,53	4	0		4,000	2,400	3,77	Flexão	3,62		-	
5	4	47,53	4	0	16	2,500	2,400	3,77	Embutimento	6,14	4	-	6
	18	11,27	4	142,1		2,500	0,998	5,85	Embutimento	2,55		2	
	12	13,85	5	90		3,125	0,912	6,11	Embutimento	2,92		2	
	19	11,27	4	142,1		2,500	0,998	5,85	Embutimento	2,55		2	
	5	47,53	4	0		2,500	2,400	3,77	Embutimento	6,14		-	
10 e 16	22	66,80	4	194,6	10	4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59	4	-	2
	9	0,00	5	90		5,000	1,170	5,40	Embutimento	2,34		0	
	16	8,69	4	345,4		4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59		1	
	23	58,12	4	14,57		4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59		-	
11 e 15	23	58,12	4	194,6	10	4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59	4	-	3
	10	2,18	5	90		5,000	1,170	5,40	Embutimento	2,34		1	
	17	9,83	4	332,4		4,000	1,307	5,11	Embutimento	2,09		2	
	24	49,10	4	14,57		4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59		-	
12 e 14	24	49,10	4	194,6	10	4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59	4	-	3
	11	3,69	5	90		5,000	1,170	5,40	Embutimento	2,34		1	
	18	11,27	4	322,1		4,000	1,171	5,40	Embutimento	1,87		2	
	25	39,90	4	14,57		4,000	1,617	4,59	Embutimento	2,59		-	
13	25	39,90	4	194,6	16	2,500	1,473	4,81	Embutimento	3,77	4	3	8
	12	13,85	5	90		3,125	0,912	6,11	Embutimento	2,92		2	
	26	39,90	4	345,4		2,500	1,473	4,81	Embutimento	3,77		3	

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.5.3 Dimensionamento das emendas dos banzos

Por outro lado, a fim de considerar os aspectos ligados à sustentabilidade, foi considerado o emprego de madeira de reflorestamento. Em vista disto, e como consequência da demanda no mercado por este material, foi adotado que o comprimento máximo das barras a serem empregadas nas treliças de cobertura em análise seria de 4 metros. Desta forma, as escolhas das emendas foram definidas estrategicamente, a fim de compactuar com esse objetivo. Assim, foram propostas as emendas nas barras 2 e 7, 3 e 6, 23 e 28 e 24 e 27. Esta distribuição foi ilustrada através da Figura 24.

Figura 24: Emendas dispostas na treliça.



Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse deste arranjo, foi necessário dimensionar as ligações associadas a estas emendas. Os cálculos associados foram realizados empregando, como no item B.5.2, as equações (80) a (82). Os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 56. Cabe ressaltar que, como estas ligações foram associadas a barras de mesma inclinação, foi considerado que $f_{e\alpha,d} = f_{e0,d}$. Além disso, todos os parafusos foram considerados com $d_{parafuso} = 10 \text{ mm}$.

Tabela 56: Dimensionamento das ligações das emendas das barras dos banzos.

Barra	Classe	N _d (kN)	t (cm)	β	β_{lim}	Condição	R _{vd,1} (kN)	n _s	n _p
23 e 28	C20	58,58	5	5,000	6,53	Embutimento	1,60	6	7 (8) ¹
	C30	59,14	4	4,000	5,33	Embutimento	1,92	6	6
	C40	60,17	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	4	6
	C60	58,12	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	4	5 (6)
24 e 27	C20	49,45	5	5,000	6,53	Embutimento	1,60	6	6
	C30	49,93	4	4,000	5,33	Embutimento	1,92	6	5 (6)
	C40	50,82	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	4	5 (6)
	C60	49,10	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	4	4
2 e 7	C20	65,27	5	5,000	6,53	Embutimento	1,60	6	7 (8)
	C30	65,90	4	4,000	5,33	Embutimento	1,92	6	6
	C40	66,93	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	4	6
	C60	64,66	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	4	5 (6)
4 e 5	C20	47,87	5	5,000	6,53	Embutimento	1,60	6	5 (6)
	C30	48,34	4	4,000	5,33	Embutimento	1,92	6	5 (6)
	C40	49,19	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	4	5 (6)
	C60	47,53	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	4	4

¹: Foi considerado que, por simetria, o número de parafusos seria o número par maior mais próximo.

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.5.4 Dimensionamento da ligação entre as treliças e as terças e da emenda das terças

Por fim, foi realizado o dimensionamento da ligação entre as treliças e as terças. Para tal, foi empregada uma metodologia de cálculo análoga à das emendas. No entanto, foi utilizada a força mais crítica em cada nó, ao em vez do esforço normal em cada barra, conforme apresentado na Tabela 25, para as combinações mais críticas quanto a sucção, ou seja, as combinações 3 e 4. Os resultados obtidos constam na Tabela 57.

Por outro lado, foi considerada a necessidade de emendar as terças. A fim de atender à hipótese de que estes elementos correspondem a vigas simplesmente apoiadas, foi especificado que estas ligações deveriam ser posicionadas no topo das treliças, ou seja, no mesmo ponto onde ocorre a ligação das terças com estas estruturas. Assim, dado que a norma brasileira não especifica procedimentos de dimensionamento para estas emendas, foi considerado que a distribuição dos parafusos necessários para a ligação terça-treliça de forma simétrica, ou seja, com metade associado a cada terça emendada, seria suficiente para garantir a continuidade das terças para o presente trabalho.

Tabela 57: Dimensionamento das ligações entre as treliças e as terças.

Barra	Classe	N _d (kN)	t (cm)	β	β_{lim}	Condição	R _{vd,1} (kN)	n _s	n _p
1 e 9	C20	3,23	4	4,000	6,53	Embutimento	1,28	1	3 (4) ¹
	C30	3,27	3	3,000	5,33	Embutimento	1,44	1	3 (4)
	C40	3,24	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	1	2
	C60	3,21	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	1	2
10 e 16	C20	5,72	4	4,000	6,53	Embutimento	1,28	1	5 (6)
	C30	5,75	3	3,000	5,33	Embutimento	1,44	1	4
	C40	5,76	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	1	2
	C60	5,67	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	1	2
11 e 15	C20	5,85	4	4,000	6,53	Embutimento	1,28	1	5 (6)
	C30	5,88	3	3,000	5,33	Embutimento	1,44	1	5 (6)
	C40	5,94	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	1	3 (4)
	C60	5,83	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	1	2
12 e 14	C20	5,91	4	4,000	6,53	Embutimento	1,28	1	5 (6)
	C30	5,93	3	3,000	5,33	Embutimento	1,44	1	5 (6)
	C40	6,00	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	1	3 (4)
	C60	5,89	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	1	2
13	C20	3,42	4	4,000	6,53	Embutimento	1,28	1	3 (4)
	C30	3,45	3	3,000	5,33	Embutimento	1,44	1	3 (4)
	C40	3,47	5	5,000	4,62	Flexão	2,95	1	2
	C60	3,42	4	4,000	3,77	Flexão	3,62	1	2

¹: Foi considerado que, por simetria, o número de parafusos seria o número par maior mais próximo.

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.6 DIMENSIONAMENTO DO CONTRAVENTAMENTO

Tendo dimensionado as treliças e seus diversos componentes, fez-se necessário dimensionar os elementos a serem empregados para realizar o contraventamento das estruturas em estudo.

Segundo Calil Jr. c Molina (2010), o sistema estrutural formado por treliças, dispostas com sua maior rigidez em planos paralelos entre si, encontra-se sujeito à perda da estabilidade global. Com a finalidade de assegurar a segurança perante esta possibilidade, deve ser adotado o sistema de contraventamento, composto por estruturas dispostas com seu plano de maior rigidez na direção perpendicular às treliças.

B.6.1 Contraventamento horizontal

Em primeiro lugar, foi considerado o contraventamento horizontal. Segundo os autores supracitados, este é posicionado entre barras do banzo superior de treliças adjacentes e tem as terças e os tirantes metálicos como principais componentes.

Para os projetos em estudo, foi considerado que as terças e as telhas forneceriam contribuições suficientes para garantir a rigidez no plano horizontal da cobertura. Assim, dispensou-se a necessidade de uma estrutura adicional para garantir o contraventamento horizontal.

B.6.2 Contraventamento vertical

A seguir, foi considerado o dimensionamento do contraventamento vertical. Conforme explicado por Calil Jr. c Molina (2010), o plano vertical de contraventamento pode ser composto pelas terças, barras de madeira cruzadas ligando os banzos superior e inferior de treliças adjacentes e por barras de rigidez. Quanto à distribuição destes elementos, os autores afirmam que, em vista da ausência de estudos definitivos que estabeleçam as distâncias ideais entre estruturas de contraventamento adjacentes, estas serão adotadas com espaçamentos máximos entre quatro estruturas transversais.

B.6.2.1 Pré-dimensionamento

Para o dimensionamento do contraventamento vertical, fez-se necessário adotar inicialmente um conjunto de montantes a serem contraventados, a fim de definir a distribuição

de seus elementos. Desta forma, foi considerado que este sistema estaria presente apenas nos montantes centrais das treliças.

A seguir, foi necessário verificar se as barras dos banzos superior e inferior, conforme definidas por esta adoção, atenderiam aos critérios de esbeltez definidos no tópico 7.5.5 da ABNT NBR 7190:1997. Para este fim, foram resumidas as propriedades geométricas das seções previamente apresentadas para os banzos das treliças e o comprimento não-contraventado destas barras. De posse destes, foi realizado o cálculo do índice de esbeltez para cada barra e realizada a verificação conforme apresentada no tópico B.4.2 do presente documento.

O perecimento descrito e os resultados obtidos foram dispostos na Tabela 58.

Tabela 58: Verificação da esbeltez dos banzos sem contraventamento.

Classe	C20	C30	C40	C60
I_x (cm ⁴)	4218,75	3375	2812,5	2250
I_y (cm ⁴)	12462,5	6040	4062,5	2590
A (cm ⁴)	225	180	150	120
i_y (cm)	7,44	5,79	5,20	4,65
$L_{1,ban.sup}$ (cm)	776	776	776	776
$L_{1,ban.inf}$ (cm)	750	750	750	750
$\lambda_{ban.sup}$	104,27	133,96	149,11	167,03
$\lambda_{ban.inf}$	100,77	129,47	144,12	161,44

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando os resultados obtidos foi possível concluir que o contraventamento vertical adotado não foi suficiente para as estruturas de resistência C40 e C60. Assim, para estas, foi necessário especificar o contraventamento dos montantes presentes a cada quarto do vão vencido. Esta consideração foi verificada através da Tabela 59, cuja construção foi análoga à da Tabela 58.

Tabela 59: Verificação da esbelteza dos banzos sem contraventamento para as classes C40 e C60.

Classe	C40	C60
I_x (cm ⁴)	2812,5	2250
I_y (cm ⁴)	4062,5	2590
A (cm ²)	150	120
i_y (cm)	5,20	4,65
$L_{1,ban.sup}$ (cm)	776	776
$L_{1,ban.inf}$ (cm)	375	375
$\lambda_{ban.sup}$	74,56	83,52
$\lambda_{ban.inf}$	72,06	80,72

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.6.2.2 Verificação da estabilidade local da treliça

De posse da distribuição do contraventamento vertical, a fim de verificar a estabilidade local da treliça, foi empregado o equacionamento que consta no item 7.6.2 da norma supracitada. Assim, a rigidez mínima para barras de contraventamento com peças comprimidas e articulações fixas nas extremidades para as estruturas em estudo foi determinada através das equações (83) a (85).

$$K_{br1,min} \leq K_{br1} \quad (83)$$

$$\alpha_m = 1 + \cos\left(\frac{\pi}{m_{mon,cv}}\right) \quad (84)$$

$$K_{br1,min} = 2\alpha_m \frac{\pi^2 E_{co,ef} I_{2,mon,cv}}{L_{1,mon,cv}^3} \quad (85)$$

Onde:

$K_{br1,min}$: rigidez mínima da estrutura de contraventamento vertical (kN/cm);

K_{br1} : rigidez efetiva da estrutura de contraventamento vertical (kN/cm);

α_m : coeficiente função do travamento da peça contraventada;

$m_{mon,cv}$: número de intervalos de comprimento L_1 da peça contraventada/

$I_{2,mon,cv}$: momento de inércia da seção transversal da peça contraventada para flexão no plano de contraventamento (cm⁴);

$L_{1,mon,cv}$: distância entre travamentos laterais da peça contraventada (cm).

Na sequência, foi necessário determinar a rigidez efetiva dos elementos de contraventamento. Para o presente caso, estes corresponderam às terças da cumeeira (nó 13) e às barras de rigidez, para as barras 12, e às terças dos nós 11 e 15 e às barras de rigidez, para as barras 11 e 13.

Estas barras de rigidez correspondem a elementos semelhantes às terças, mas posicionadas entre os banzos inferiores das treliças adjacentes com a única finalidade de enrijecer a estrutura. Assim, foram adotadas como sendo peças de madeira da classe C20 com seção transversal de 3 cm x 12 cm. De posse destes dados foram calculados seus parâmetros geométricos, utilizando as equações (6) a (8), (47) e (48), citadas anteriormente. Os valores adotados e calculados constam na Tabela 60.

Tabela 60: Propriedades geométricas da seção adotada para as barras de rigidez do banzo inferior.

Parâmetro	Valor
$f_{c0,k}$ (kN/cm ²)	2
$f_{c0,d}$ (kN/cm ²)	0,8
$E_{c0,m}$ (kN/cm ²)	950
$E_{c0,ef}$ (kN/cm ²)	532
b (cm)	3
h (cm)	12
A (cm ²)	36
I_x (cm ⁴)	432
I_y (cm ⁴)	27
W_x (cm ³)	72
W_y (cm ³)	18
i_x (cm)	3,464
i_y (cm)	0,866
L_x (cm)	300
λ_x	86,61

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes parâmetros, foi empregada a equação (86), conforme apresentada por Calil Jr. e Molina (2010), a fim de determinar a rigidez efetiva da estrutura de contraventamento vertical.

$$K_{br1} = \frac{E_{c0,ef} A_{cv}}{L_{cv}} \quad (86)$$

Onde:

A_{cv} : área da seção transversal das barras adotadas para o contraventamento vertical (cm^2);

L_{cv} : máximo comprimento entre as barras que efetuam o contraventamento vertical, igual a $L_{terça} = 300 \text{ cm}$.

Os resultados obtidos com estes procedimentos de cálculo, em conjunto com as verificações para o banzo superior e inferior, constam nas Tabelas 61 e 62.

Tabela 61: Cálculo das rigidezes mínimas do contraventamento vertical.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
$m_{cv,bsup}$	4	4	4	4
$m_{cv,binf}$	4	4	4	4
$\alpha_{m,bsup}$	1,71	1,71	1,71	1,71
$\alpha_{m,binf}$	1,71	1,71	1,71	1,71
$E_{c0,ef}$ (kN/cm^2)	532	812	1.092	1.372
$I_{2,mon,cv}$ (cm^4)	12.462,5	6.040	4.062,5	2.590
$L_{1,cv,bsup}$ (cm)	776	776	388	388
$L_{1,cv,binf}$ (cm)	750	750	375	375
$K_{br1,mín,bsup}$ (kN/cm)	0,478	0,354	2,564	2,053
$K_{br1,mín,binf}$ (kN/cm)	0,530	0,392	2,840	2,274

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 62: Cálculo das rigidezes efetivas do contraventamento vertical¹.

Parâmetro	Valor
$E_{c0,ef}$ (kN/cm^2)	532
A_{cv} (cm^2)	36
L_{cv} (cm)	300
K_{br1} (kN/cm)	63,84

¹: Foi apenas verificado o elemento de menor rigidez, ou seja, as barras de rigidez, por simplicidade.

Fonte: Elaborada pelo autor.

De posse destes resultados, foi constatado que, como até para os elementos de menor rigidez, a verificação referente à estabilidade local da treliça.

B.6.2.3 Verificação da estabilidade global de elementos em paralelo

Na sequência, foi também necessário verificar a estabilidade global dos elementos estruturais em paralelo. Com este fim foi consultado o item 7.6.4 da norma brasileira, o qual exhibe uma inequação acerca da rigidez mínima necessária para essas estruturas de contraventamento, levando em consideração o nó mais deslocável da treliça. Esta foi apresentada por meio da equação (87).

$$K_{br} \geq K_{br,min} = \frac{2}{3}nK_{br,1,min} \quad (87)$$

Onde:

K_{br} : rigidez efetiva das estruturas de contraventamento das extremidades da construção (kN/cm);

$K_{br,min}$: rigidez mínima para as estruturas de contraventamento das extremidades da construção (kN/cm);

n : número de trechos estabilizados pela estrutura de contraventamento das extremidades da construção.

Com base nesta, foi realizada a verificação apresentada na Tabela 63.

Tabela 63: Verificação da estabilidade global dos elementos estruturais em paralelo.

Parâmetro	C20	C30	C40	C60
K_{br} (kN/cm)	63,84	63,84	63,84	63,84
n_{bsup}	3	3	3	3
$K_{br1,min,bsup}$ (kN/cm)	0,478	0,354	2,564	2,053
n_{binf}	3	3	3	3
$K_{br1,min,binf}$ (kN/cm)	0,530	0,392	2,840	2,274
$K_{br,min,bsup}$	0,956	0,708	5,128	4,106
$K_{br,min,binf}$	1,060	0,784	5,680	4,548

Fonte: Elaborada pelo autor.

B.6.2.4 Verificação da barra de rigidez

A seguir, a partir do tópico 7.6.2 do documento normativo ABNT NBR 7190:1997, foi possível definir um valor da força mínima atuante em cada um dos nós do contraventamento. Este foi calculado por meio da equação (88).

$$F_{1d} = \frac{N_d}{150} \quad (88)$$

Onde:

N_d : esforço máximo de cálculo atuante no banzo comprimido de um elemento do sistema principal, equivalente ao módulo do esforço máximo de compressão (kN).

De posse desta equação e tendo em vista que o esforço máximo de compressão nos banzos das treliças foi de $N_d = 69,14 \text{ kN}$, associado às treliças de classe C40, as verificações da compressão e da estabilidade das barras de rigidez adotadas foram dispensadas, como consequência da pequena solicitação a ser considerada.

B.6.2.5 Dimensionamento da fixação das barras de contraventamento

Na sequência, a fim de realizar a fixação dos elementos de contraventamento, foi adotado o número mínimo de parafusos recomendado pela norma, citado no item B.5.2 deste relatório e no item 8.3.1 do documento normativo, igual a 2 parafusos com diâmetro de 10 mm. Esta decisão decorreu do fato de que a solicitação nos elementos de contraventamento foi pequena a ponto de ser desconsiderado o dimensionamento de suas ligações.

B.7 RESUMO DOS MATERIAIS EMPREGADOS

Finalmente, considerando as adoções, dimensionamentos e verificações realizadas, foram construídos os detalhamentos das terças, treliças, ligações, emendas e contraventamentos, entre outros desenhos, os quais constam nos Apêndices B.1 e B.5. Com base nestas ilustrações, foi determinada a lista de materiais a ser empregada para a execução do projeto de cobertura proposto.

Desta forma, foram construídas as Tabelas 64 a 67.

Tabela 64: Resumo dos materiais empregados para a cobertura em madeira C20.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira	Banzo superior e inferior	5 x 15 x 275 cm	78	1,609	1.046
		5 x 15 x 200 cm	78	1,170	761
		5 x 15 x 300 cm	312	7,020	4.563
	Diagonais	5 x 15 x 239 cm	104	1,864	1.212
		5 x 15 x 253 cm	52	0,987	642
	Montantes	4 x 15 x 76 cm	52	0,237	154
		4 x 15 x 125 cm	52	0,390	254
		4 x 15 x 173 cm	52	0,540	351
		4 x 15 x 210 cm	26	0,328	213
	Terças	6 x 16 x 300 cm	120	3,456	2.246
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	67
		3 x 12 x 300 cm	12	0,130	85
	Espaçadores interpostos	4 x 15 x 5 cm	1.248	0,374	243
		23 x 15 x 5 cm	234	0,404	263
		5 x 15 x 5 cm	273	0,102	66
Aço	Cobrejunta	58 x 61 x 4 cm ²	26	0,368	239
		17 x 15,5 x 4 cm ³	52	0,055	36
		30 x 15 x 4 cm	208	0,374	243
Parafusos	Treliça	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		24 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,015	118
	Emendas	30 x 15 x 0,8 cm	208	0,075	589
		10 mm	494	-	-
		16 mm	624	-	-
Parafusos	Terças	10 mm	728	-	-
		10 mm	624	-	-
	Contraventamento	10 mm	32	-	-

¹: Densidade da madeira C20: 650 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse.

³: As peças destacadas correspondem a romboídes, cuja angulação foi definida como sendo 15°.

Tabela 65: Resumo dos materiais empregados para a cobertura em madeira C30.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira	Banzo superior e inferior	4 x 15 x 275 cm	78	1,287	1.030
		4 x 15 x 200 cm	78	0,936	749
		4 x 15 x 300 cm	312	5,616	4.493
	Diagonais	4 x 15 x 239 cm	104	1,491	1.193
		4 x 15 x 253 cm	52	0,789	631
	Montantes	3 x 15 x 76 cm	52	0,178	142
		3 x 15 x 125 cm	52	0,293	234
		3 x 15 x 173 cm	52	0,405	324
		31 x 15 x 210 cm	26	2,539	2.031
	Terças	6 x 16 x 300 cm	120	3,456	2.767
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	82
		3 x 12 x 300 cm	12	0,130	104
	Espaçadores interpostos	3 x 15 x 5 cm	1.248	0,281	225
		18 x 15 x 5 cm	234	0,316	253
		4 x 15 x 5 cm	273	0,082	66
Aço	Cobrejunta	58 x 61 x 3 cm ²	26	0,276	221
		10 x 15,5 x 3 cm ³	52	0,024	19
		30 x 15 x 3 cm	208	0,281	225
	Cobrejunta	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		17,5 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,011	86
		30 x 15 x 0,8 cm	208	0,075	589
Parafusos	Trelça	10 mm	494	-	-
		16 mm	546	-	-
	Emendas	10 mm	624	-	-
	Terças	10 mm	572	-	-
	Contraventamento	10 mm	32	-	-

¹: Densidade da madeira C30: 800 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse.

³: As peças destacadas correspondem a romboídes, cuja angulação foi definida como sendo 15°.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 66: Resumo dos materiais empregados para a cobertura em madeira C40.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira	Banzo superior e inferior	5 x 15 x 275 cm	52	1,073	1.019
		5 x 15 x 200 cm	52	0,780	741
		5 x 15 x 300 cm	208	4,680	4.446
	Diagonais	5 x 15 x 239 cm	104	1,864	1.771
		5 x 15 x 253 cm	52	0,987	938
	Montantes	5 x 15 x 76 cm	26	0,148	141
		5 x 15 x 125 cm	26	0,244	232
		5 x 15 x 173 cm	26	0,337	320
		5 x 15 x 210 cm	13	0,205	175
	Terças	6 x 12 x 300 cm	120	2,592	2.462
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	98
		3 x 12 x 316 cm	16	0,182	173
		3 x 12 x 300 cm	36	0,389	370
	Espaçadores interpostos	5 x 15 x 5 cm	624	0,234	222
		15 x 15 x 5 cm	234	0,263	250
	Enchimento	58 x 61 x 5 cm ²	13	0,230	219
		10 x 15,5 x 5 cm ³	26	0,020	19
		30 x 15 x 5 cm	104	0,234	222
Aço	Cobrejunta	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		17,5 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,011	86
		30 x 15 x 0,8 cm	208	0,075	589
Parafusos	Trelça	10 mm	416	-	-
		16 mm	468	-	-
	Emendas	10 mm	624	-	-
	Terças	10 mm	286	-	-
	Contraventamento	10 mm	96	-	-

¹: Densidade da madeira C40: 950 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse.

³: As peças destacadas correspondem a romboides, cuja angulação foi definida como sendo 15°.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 67: Resumo dos materiais empregados para a cobertura em madeira C60.

Material	Elemento	Dimensões	Quantidade	Volume (m³)	Massa (kg) ¹
Madeira	Banzo superior e inferior	4 x 15 x 275 cm	52	0,858	901
		4 x 15 x 200 cm	52	0,624	655
		4 x 15 x 300 cm	208	3,744	3.931
	Diagonais	4 x 15 x 239 cm	104	1,491	1.566
		4 x 15 x 253 cm	52	0,789	828
	Montantes	5 x 15 x 76 cm	26	0,148	155
		5 x 15 x 125 cm	26	0,244	256
		5 x 15 x 173 cm	26	0,337	254
		5 x 15 x 210 cm	13	0,205	215
	Terças	6 x 12 x 300 cm	120	2,592	2.722
	Contraventamento	3 x 12 x 358 cm	8	0,103	108
		3 x 12 x 316 cm	16	0,182	191
		3 x 12 x 300 cm	36	0,389	408
	Espaçadores interpostos	5 x 15 x 5 cm	624	0,234	246
		13 x 15 x 5 cm	234	0,228	239
	Enchimento	58 x 61 x 4 cm ²	13	0,184	193
		10 x 15,5 x 4 cm ³	26	0,016	17
		30 x 15 x 4 cm	52	0,094	99
		20 x 15 x 4 cm	52	0,062	65
Aço	Cobrejunta	58 x 61 x 0,8 cm ²	26	0,074	581
		17,5 x 15,5 x 0,8 cm ³	52	0,011	86
		30 x 15 x 0,8 cm	104	0,037	290
		20 x 15 x 0,8 cm	104	0,025	196
Parafusos	Treliça	10 mm	390	-	-
		16 mm	390	-	-
	Emendas	10 mm	520	-	-
	Terças	10 mm	234	-	-
	Contraventamento	10 mm	96	-	-

¹: Densidade da madeira C60: 1050 kg/m³; Densidade do aço ASTM A36: 7.850 kg/m³;

²: As dimensões das peças destacadas foram consideradas a fim de que, ao cortá-las ao meio, sejam obtidas 2 peças de interesse.

³: As peças destacadas correspondem a romboides, cuja angulação foi definida como sendo 15°.

Fonte: Elaborada pelo autor.

APÊNDICES B.1 a B.5 – Detalhamento – Dimensionamento da cobertura de um galpão industrial em São Carlos – SP em estrutura de madeira

Apêndice B.1 – Dimensões, detalhes gerais e nomenclatura das treliças, barras e contraventamento

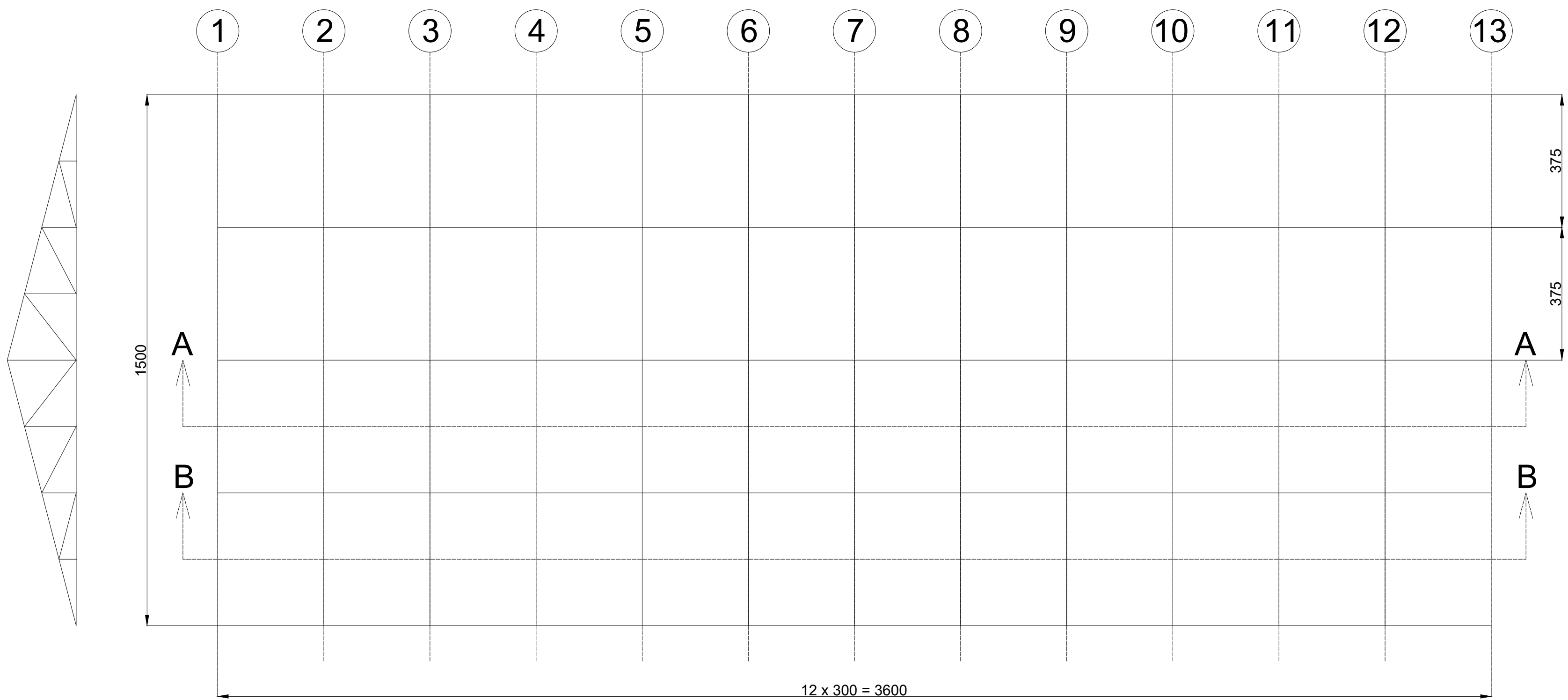
Apêndice B.2 – Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C20

Apêndice B.3 – Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C30

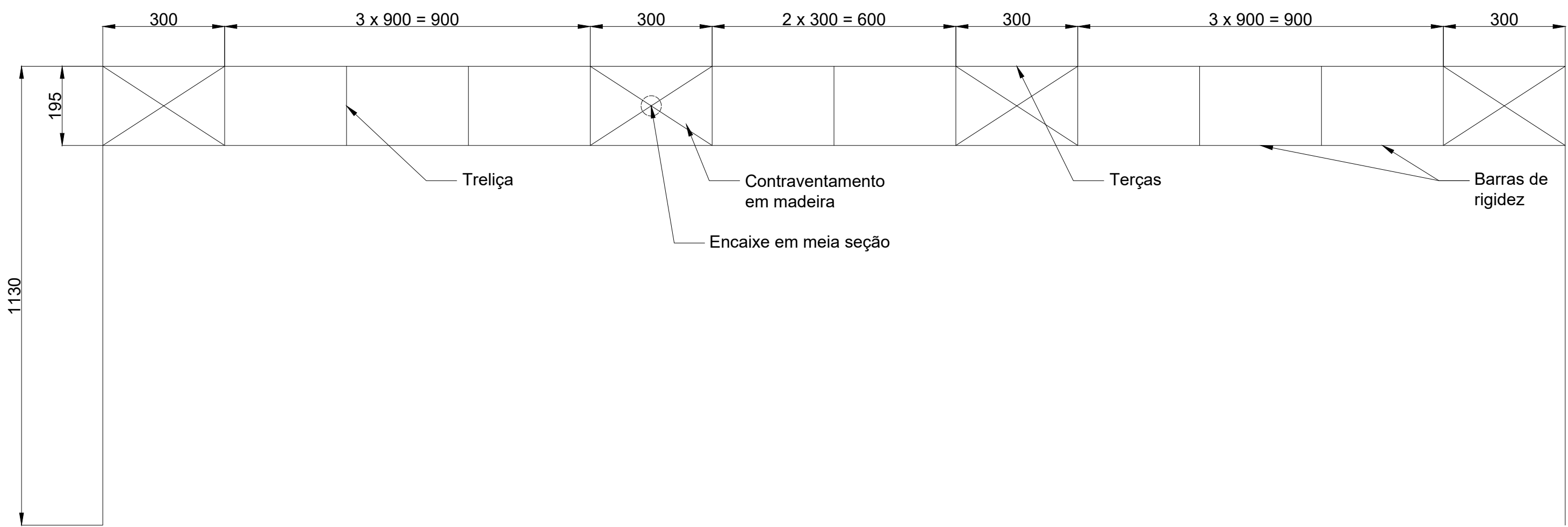
Apêndice B.4 – Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C40

Apêndice B.5 – Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C60

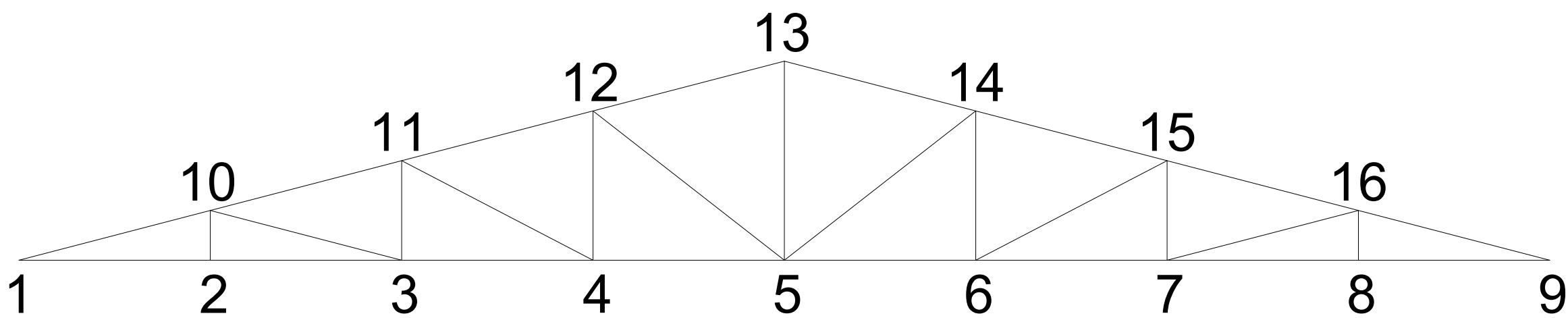
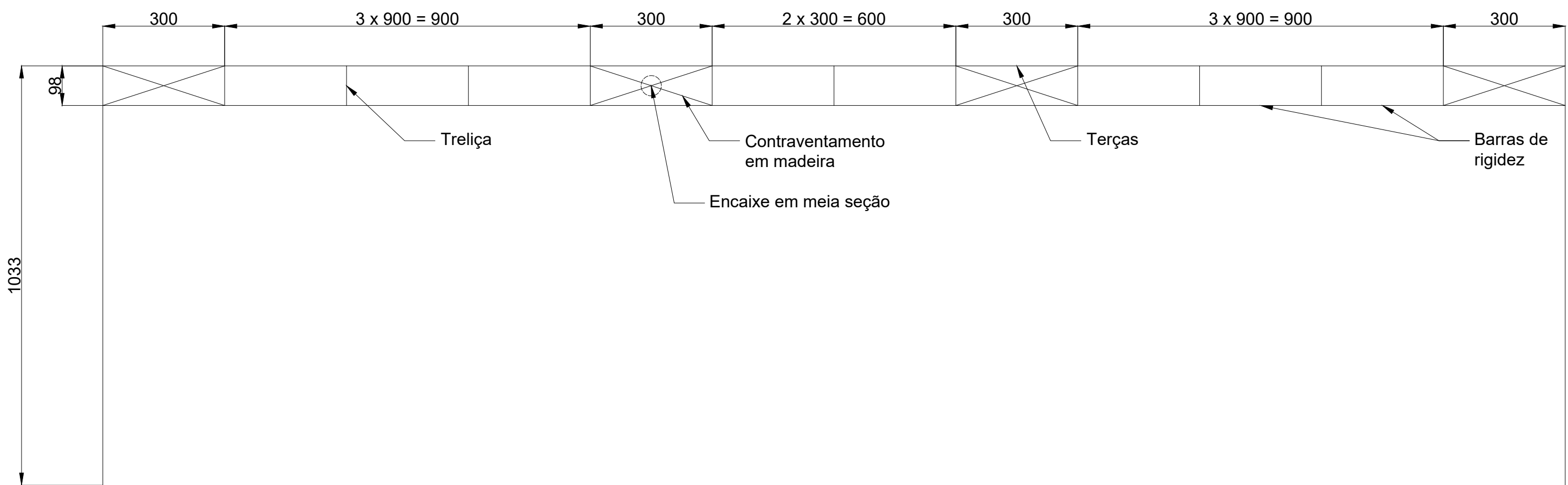
Dimensões do galpão em planta



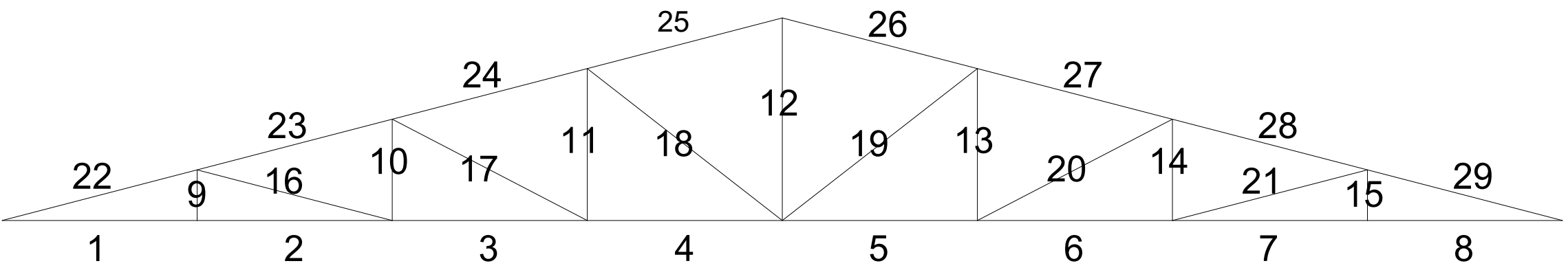
Corte A-A - Contraventamento da barra 12 (Ver nota 3)



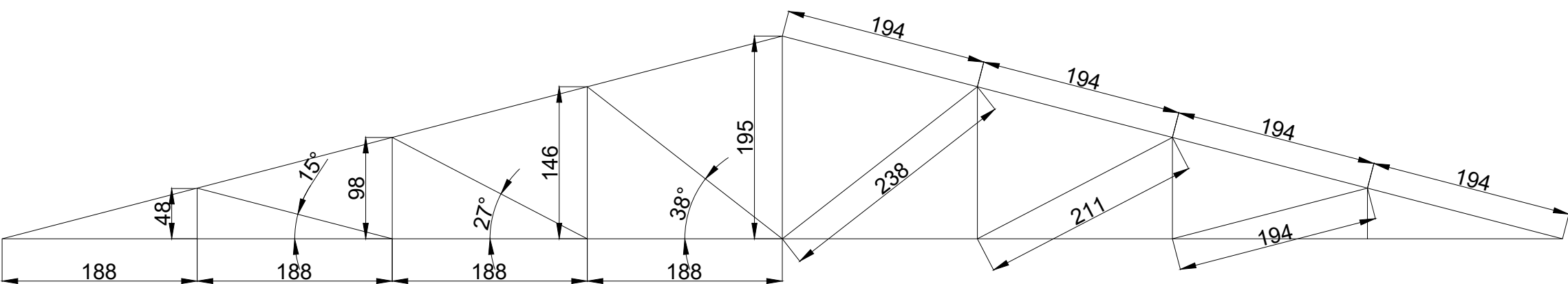
Corte B-B - Contraventamento das barras 11 e 13 (Ver nota 3)



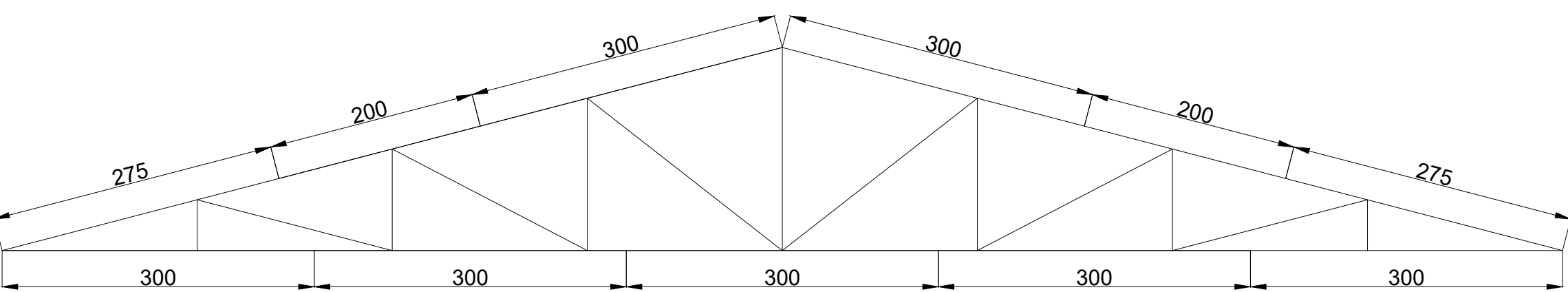
Nomenclatura dos nós das treliças



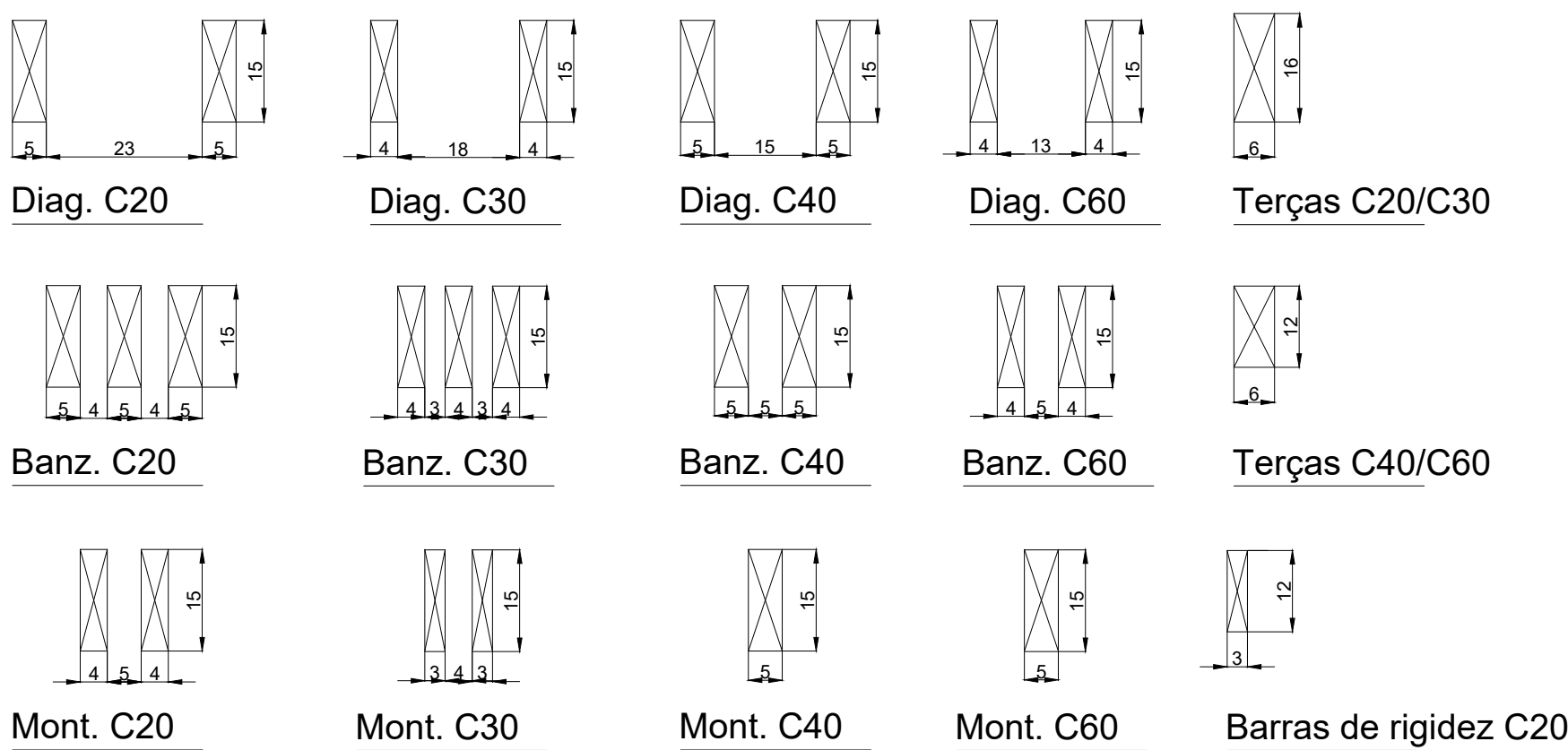
Nomenclatura das barras das treliças



Dimensões das barras das treliças



Posição das emendas das treliças

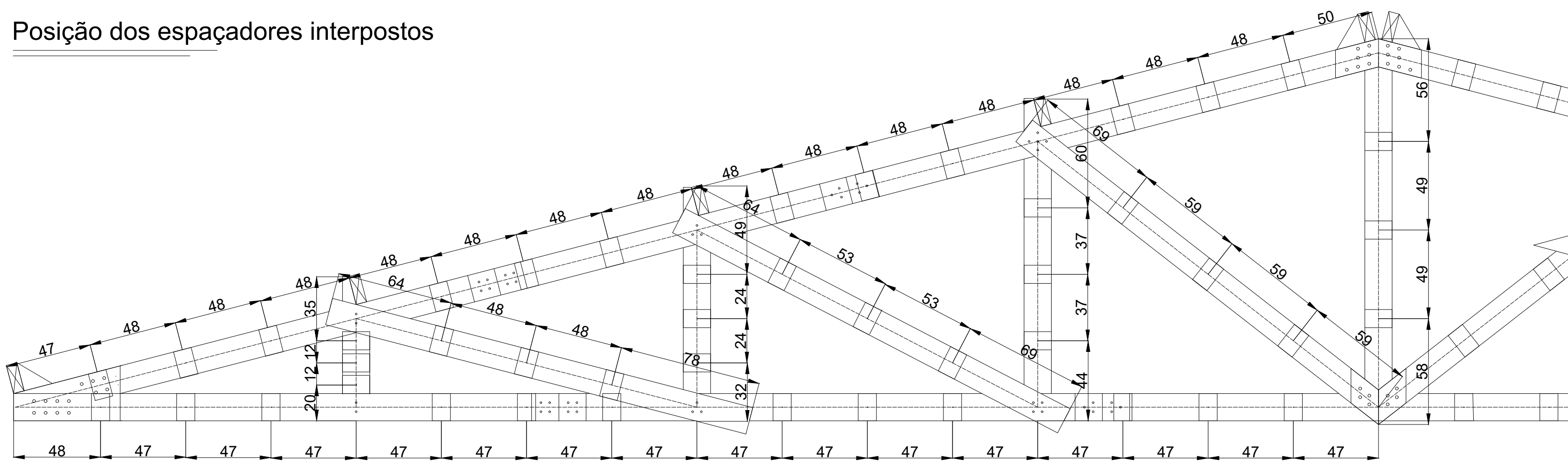


Dimensões das seções transversais das barras de treliças e terças

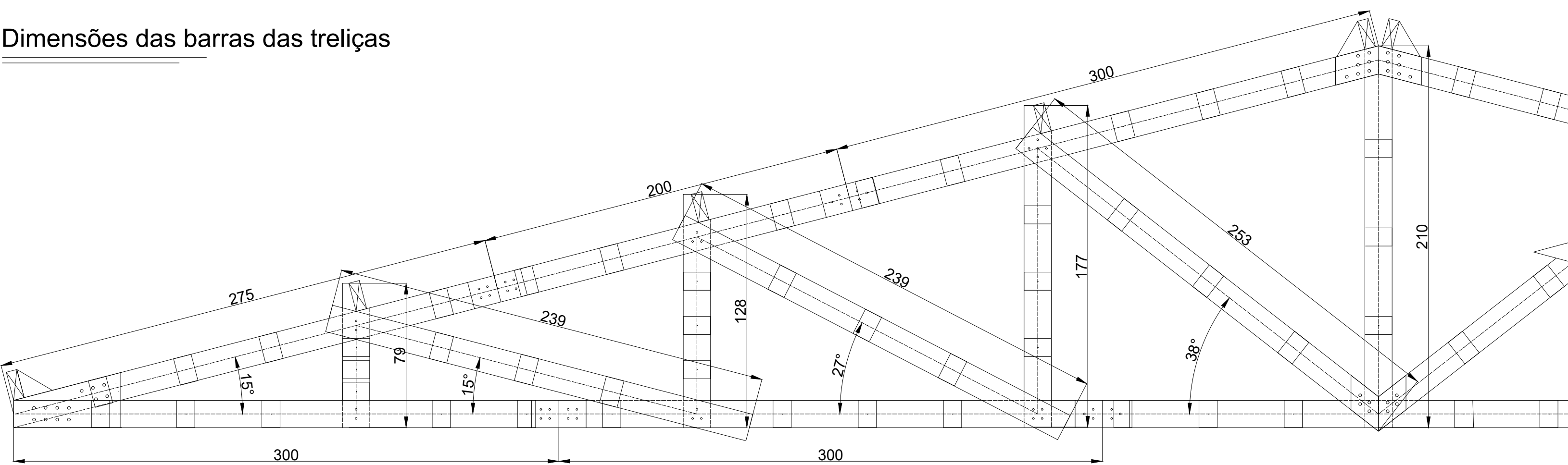
- NOTAS
- Cotas em centímetros ou conforme indicado;
 - Para consultar o detalhe das barras das treliças, terças e contraventamento e suas ligações, ver Apêndices B.2 a B.5;
 - O contraventamento apresentado através do Corte B-B foi especificado apenas para as coberturas compostas por madeira classe C40 e C60, detalhadas através dos Apêndices B.4 e B.5;
 - Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

TÍTULO:	Apêndice B.1 - Dimensões, detalhes gerais e nomenclatura das treliças, barras e contraventamento		
ESTUDANTE:	Henrique Catola Fonseca		
DOCENTE:	Prof. Francisco Antônio Rocco Lahr		
ASSUNTO:	Iniciação Científica - A plataforma BIM e suas aplicações na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		FOLHA: A1 - 01
DATA: 15/09/2021		ESCALA: Sem escala	

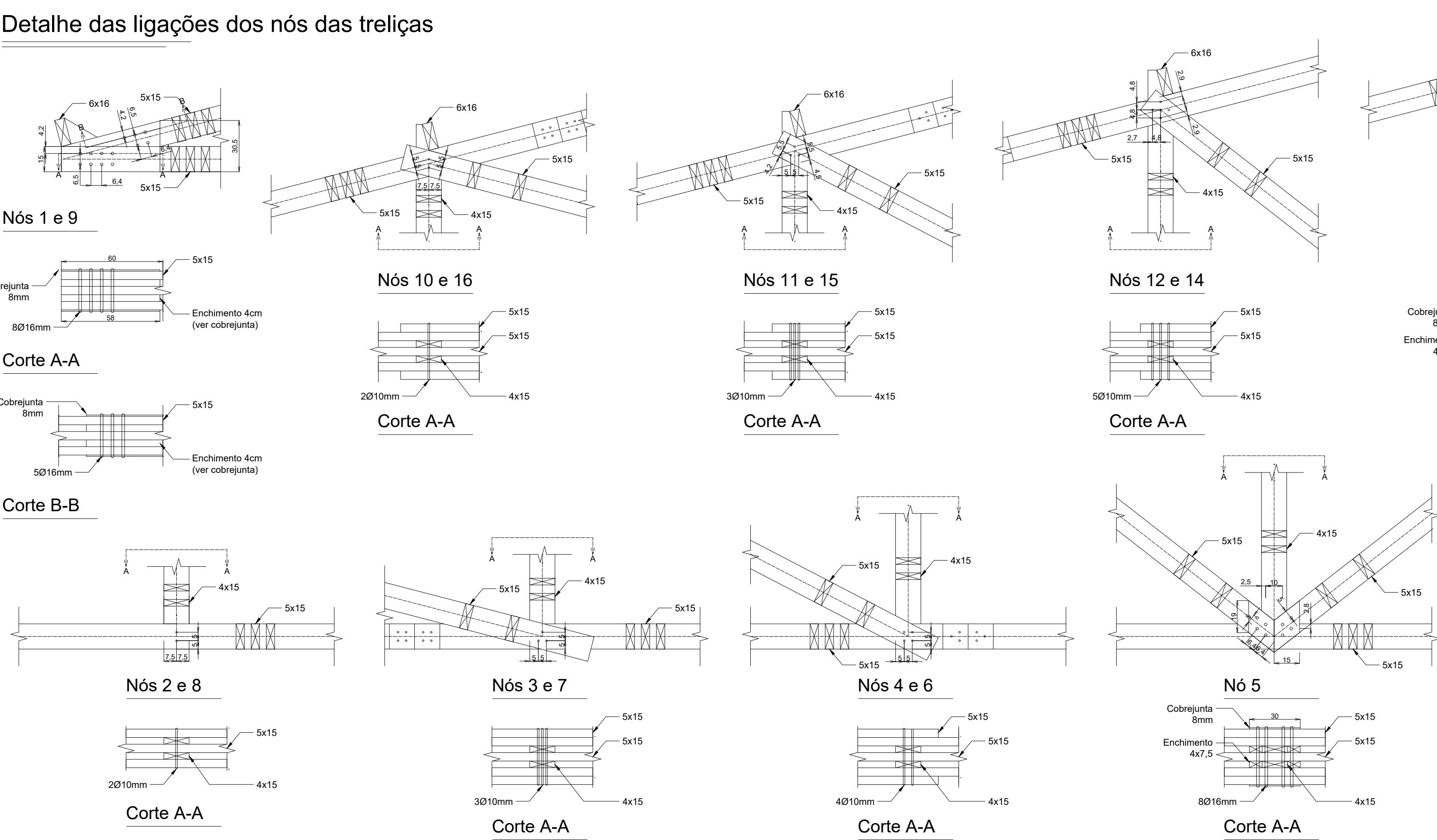
Posição dos espaçadores interpostos



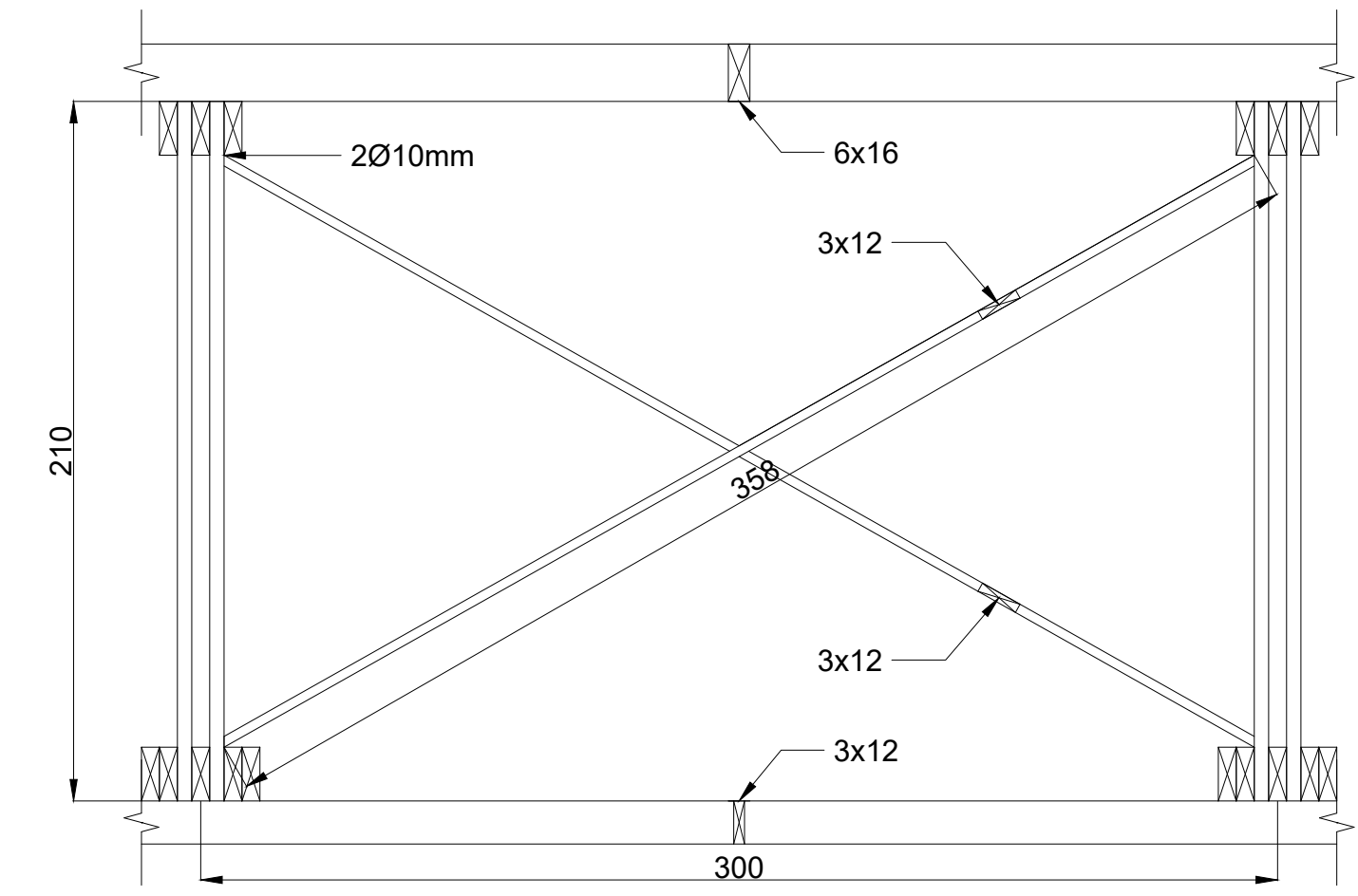
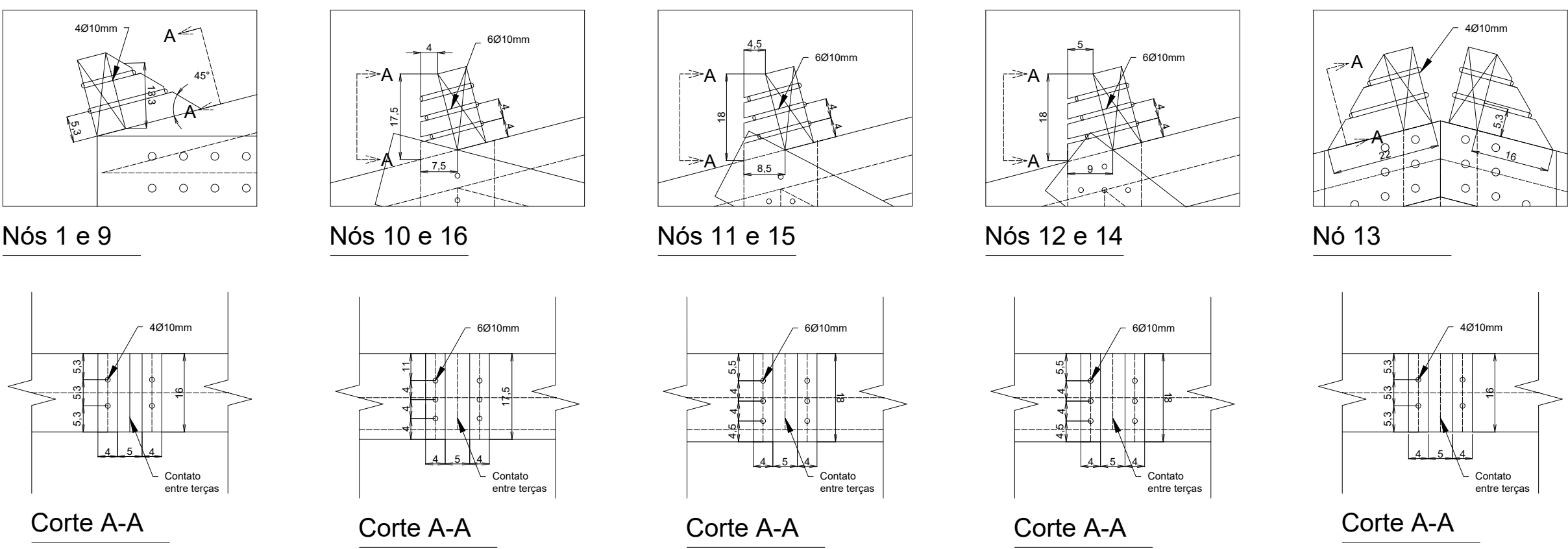
Dimensões das barras das treliças



Detalhe das ligações dos nós das treliças



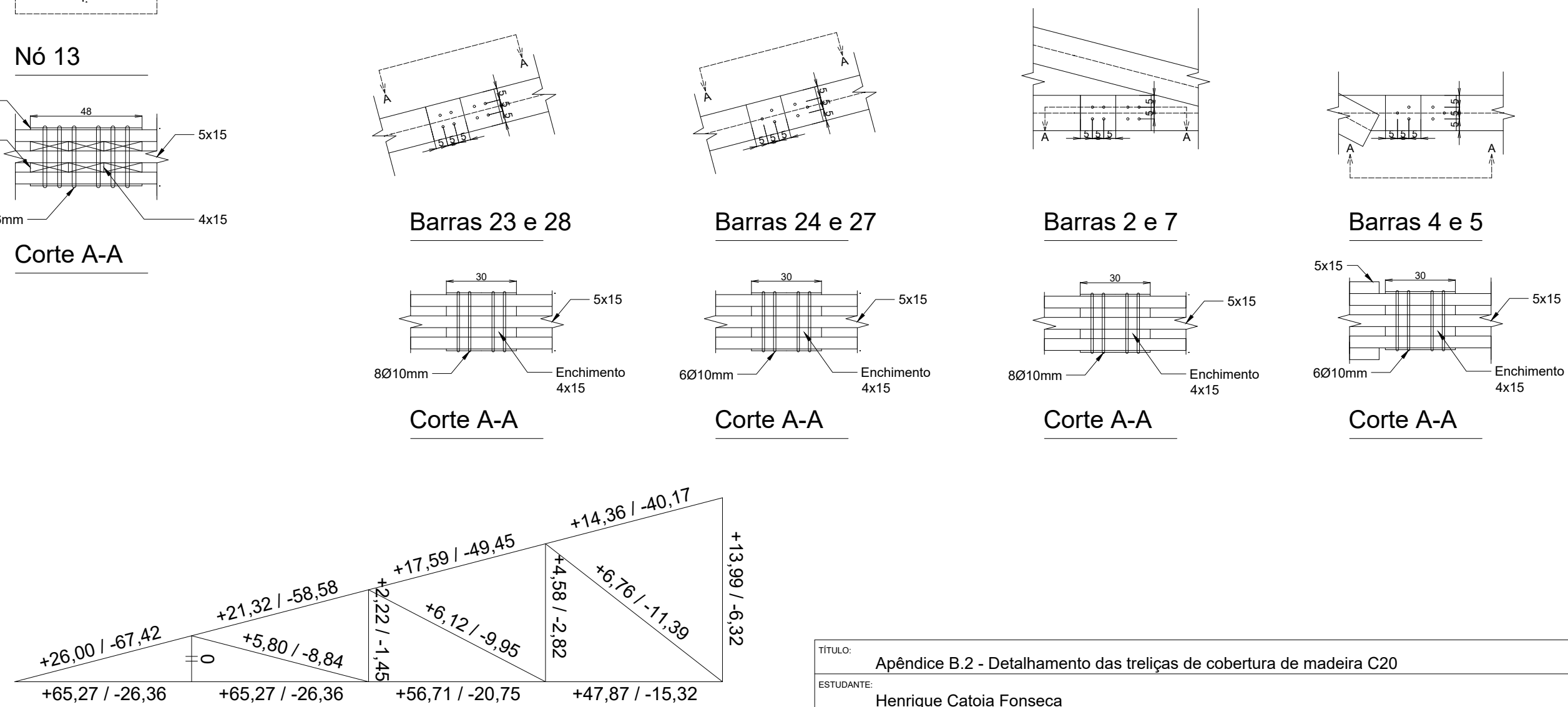
Detalhe das ligações entre as terças e as treliças e emendas das terças



Detalhe do contraventamento da barra 12

- NOTAS
1. Cotas em centímetros ou conforme indicado;
 2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240$ MPa;
 3. Barras das treliças e terças especificadas compostas de madeira serrada classe C20;
 4. Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
 5. Barras de rigidez especificadas compostas de madeira serrada classe C20;
 6. Para consultar a nomenclatura dos elementos das treliças e o detalhamento do sistema de contraventamento e das seções transversais das barras, ver Apêndice B.1;
 7. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

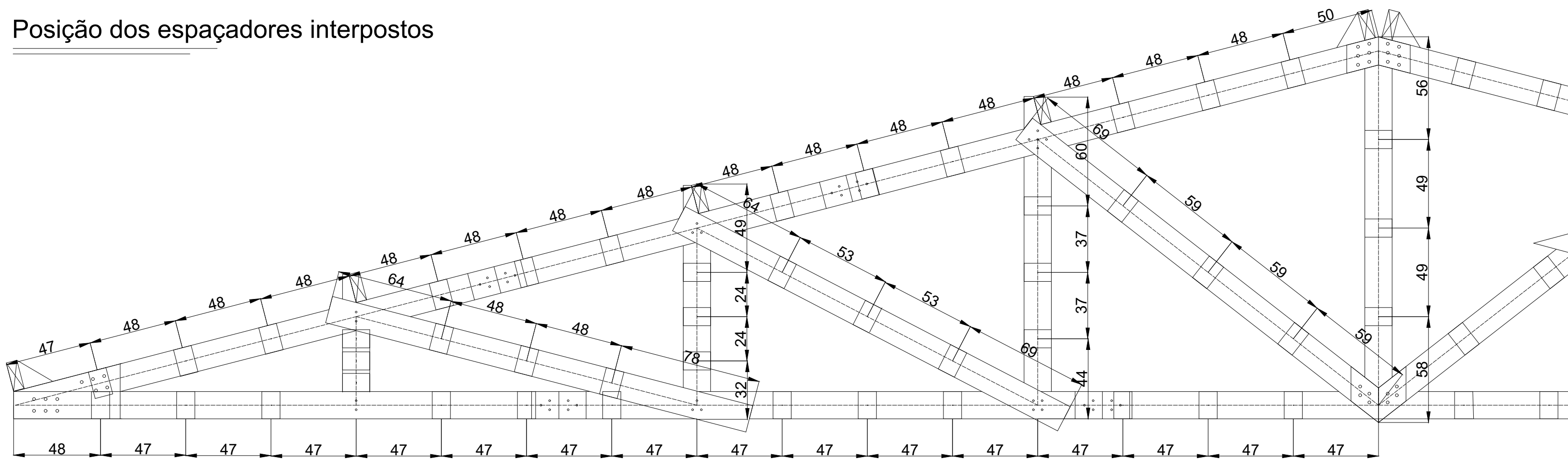
Detalhe das ligações das emendas dos banzos



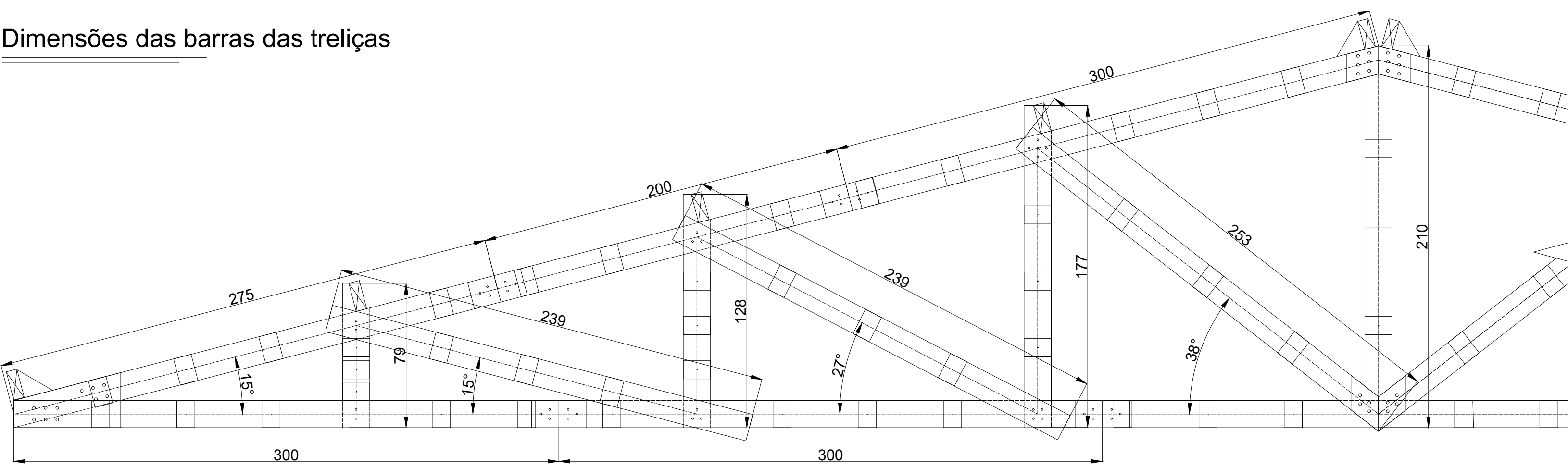
Esforços nas barras das treliças

TÍTULO:	Apêndice B.2 - Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C20		
ESTUDANTE:	Henrique Catola Fonseca		
DOCENTE:	Prof. Francisco Antônio Rocco Lahr		
ASSUNTO:	Iniciação Científica - A plataforma BIM e suas aplicações na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		FOLHA:
			A1 - 02
	DATA:	15/09/2021	ESCALA:
			Sem escala

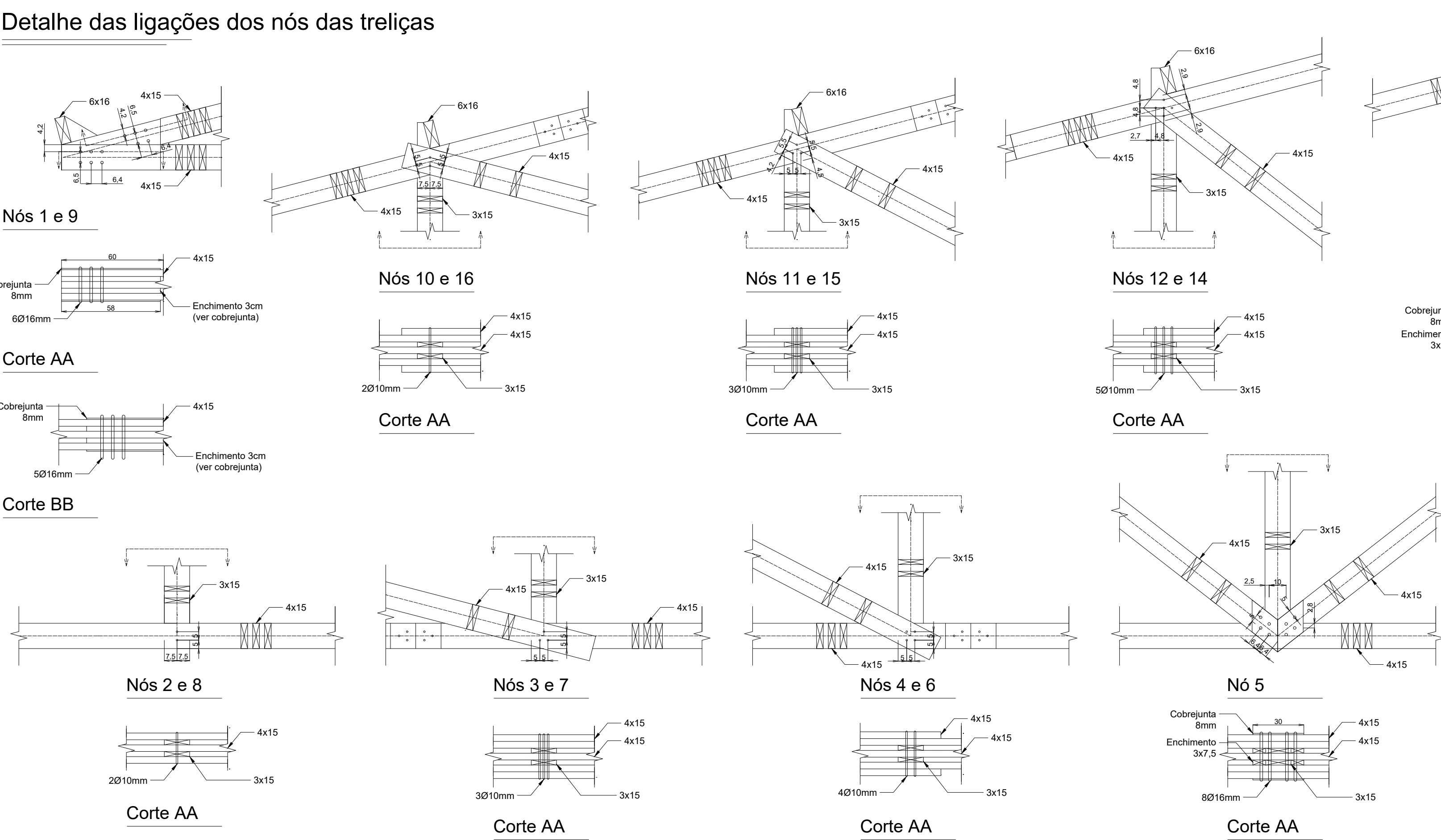
Posição dos espaçadores interpostos



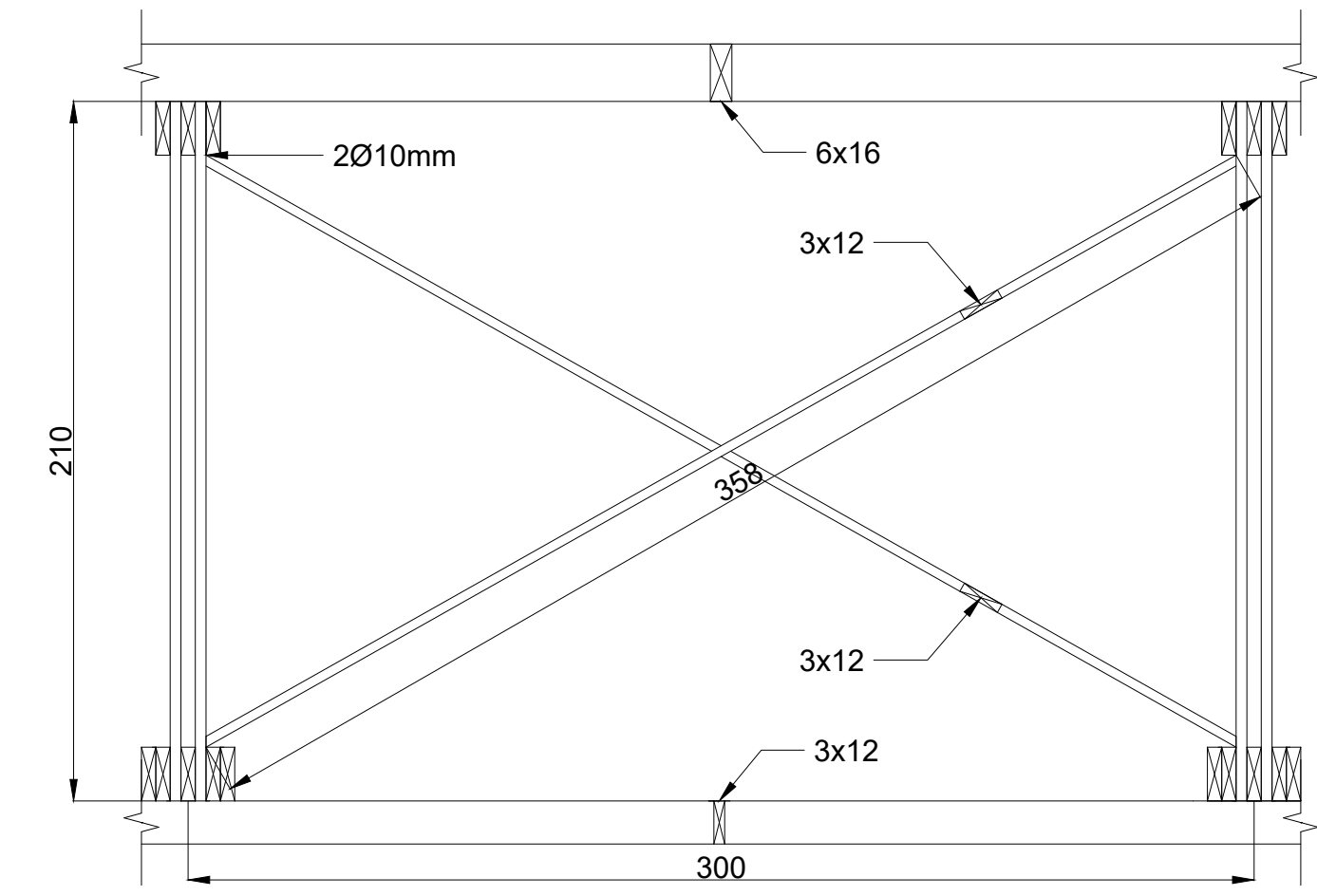
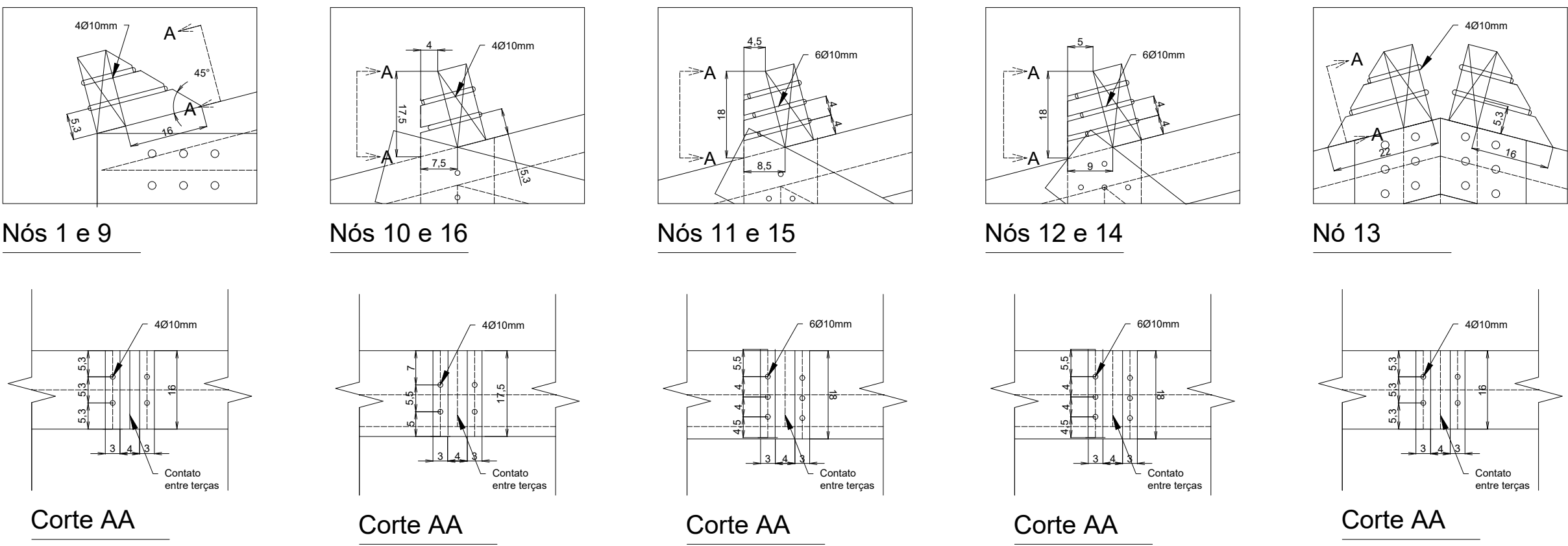
Dimensões das barras das treliças



Detalhe das ligações dos nós das treliças



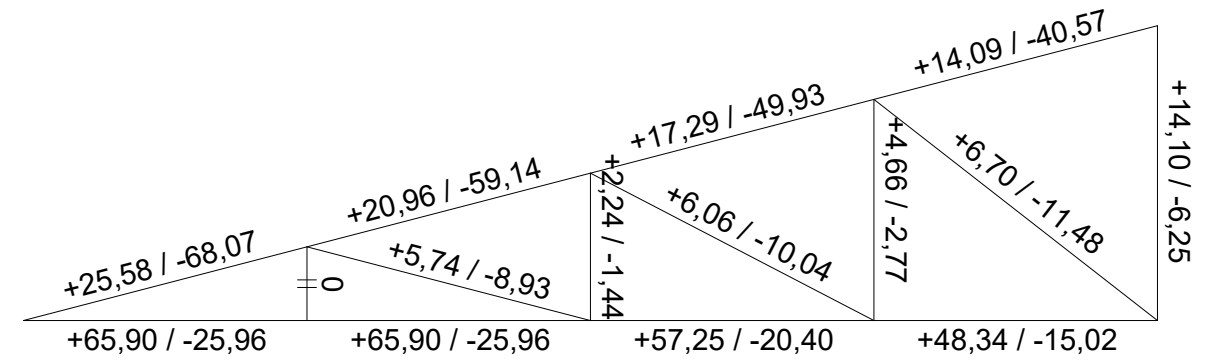
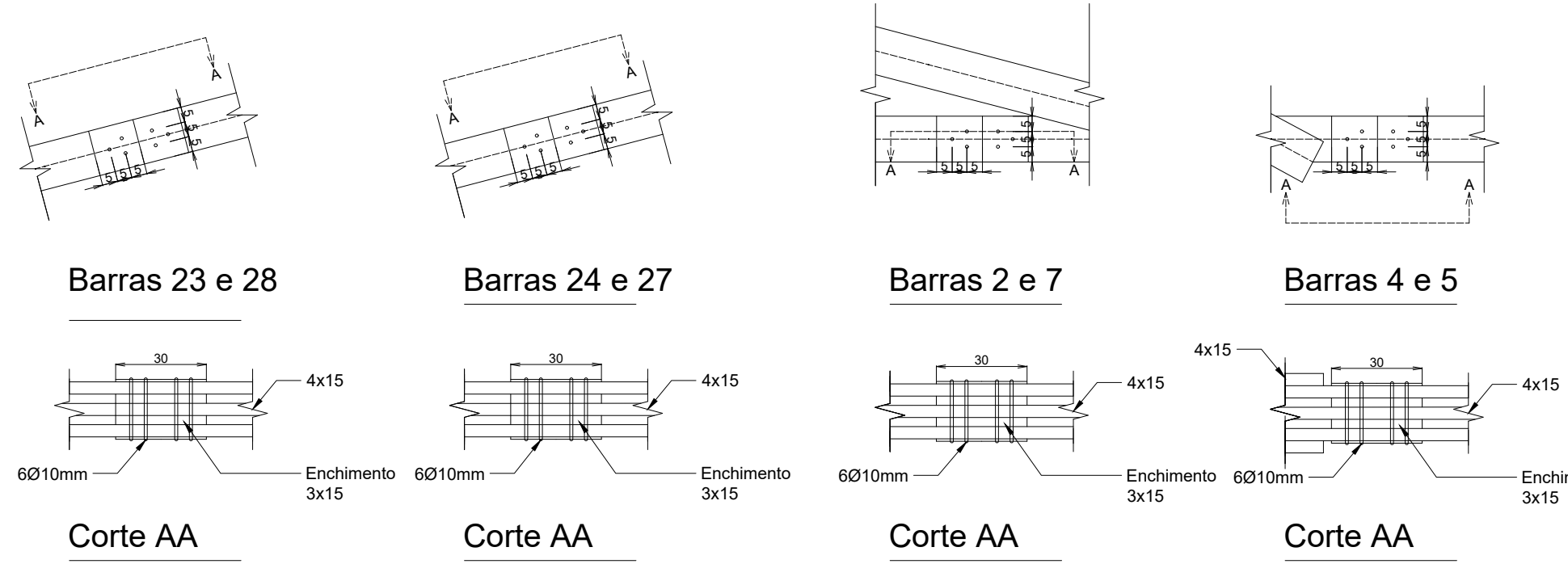
Detalhe das ligações entre as terças e as treliças e emendas das terças



Detalhe do contraventamento da barra 12

- NOTAS
1. Cotas em centímetros ou conforme indicado;
 2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240$ MPa;
 3. Barras das treliças e terças especificadas compostas de madeira serrada classe C30;
 4. Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
 5. Barras de rigidez especificadas compostas de madeira serrada classe C20;
 6. Para consultar a nomenclatura dos elementos das treliças e o detalhamento do sistema de contraventamento e das seções transversais das barras, ver Apêndice B.1;
 7. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

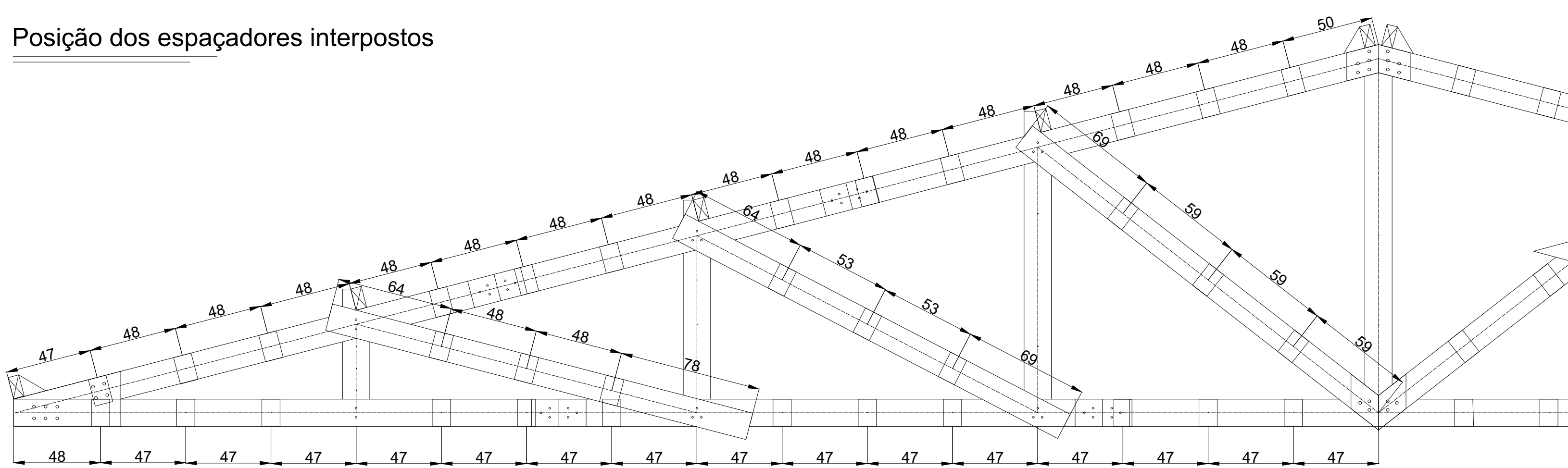
Detalhe das ligações das emendas dos banzos



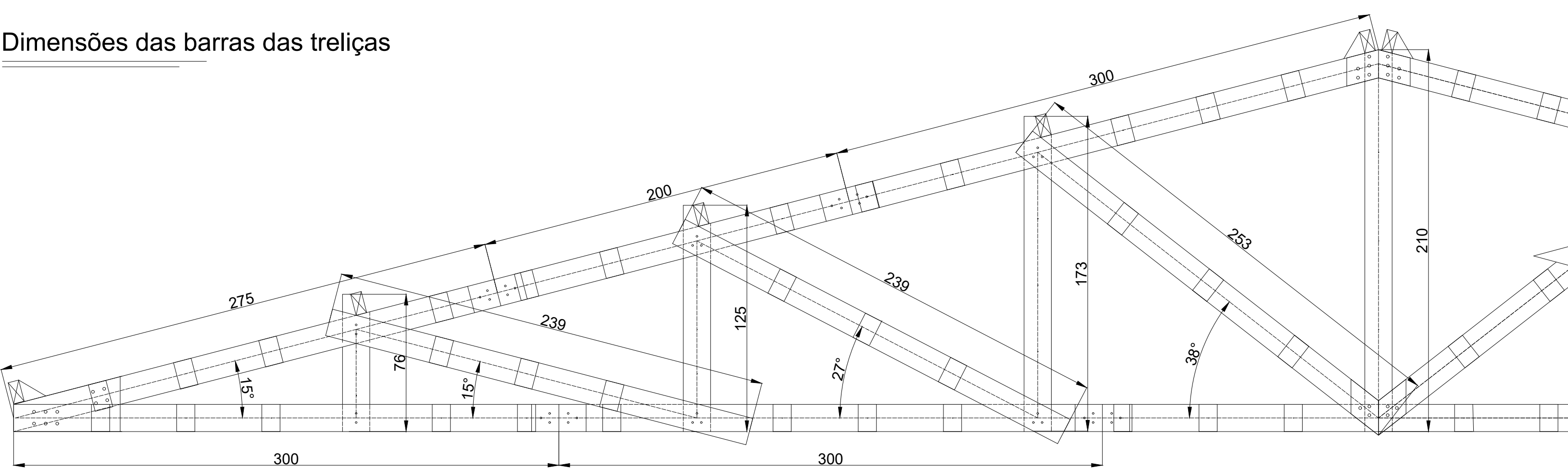
Esforços nas barras das treliças

TÍTULO:	Apêndice B.3 - Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C30		
ESTUDANTE:	Henrique Catola Fonseca		
DOCENTE:	Prof. Francisco Antônio Rocco Lahr		
ASSUNTO:	Iniciação Científica - A plataforma BIM e suas aplicações na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		
DATA:	15/09/2021	FOLHA:	A1 - 03
ESCALA:	Sem escala		

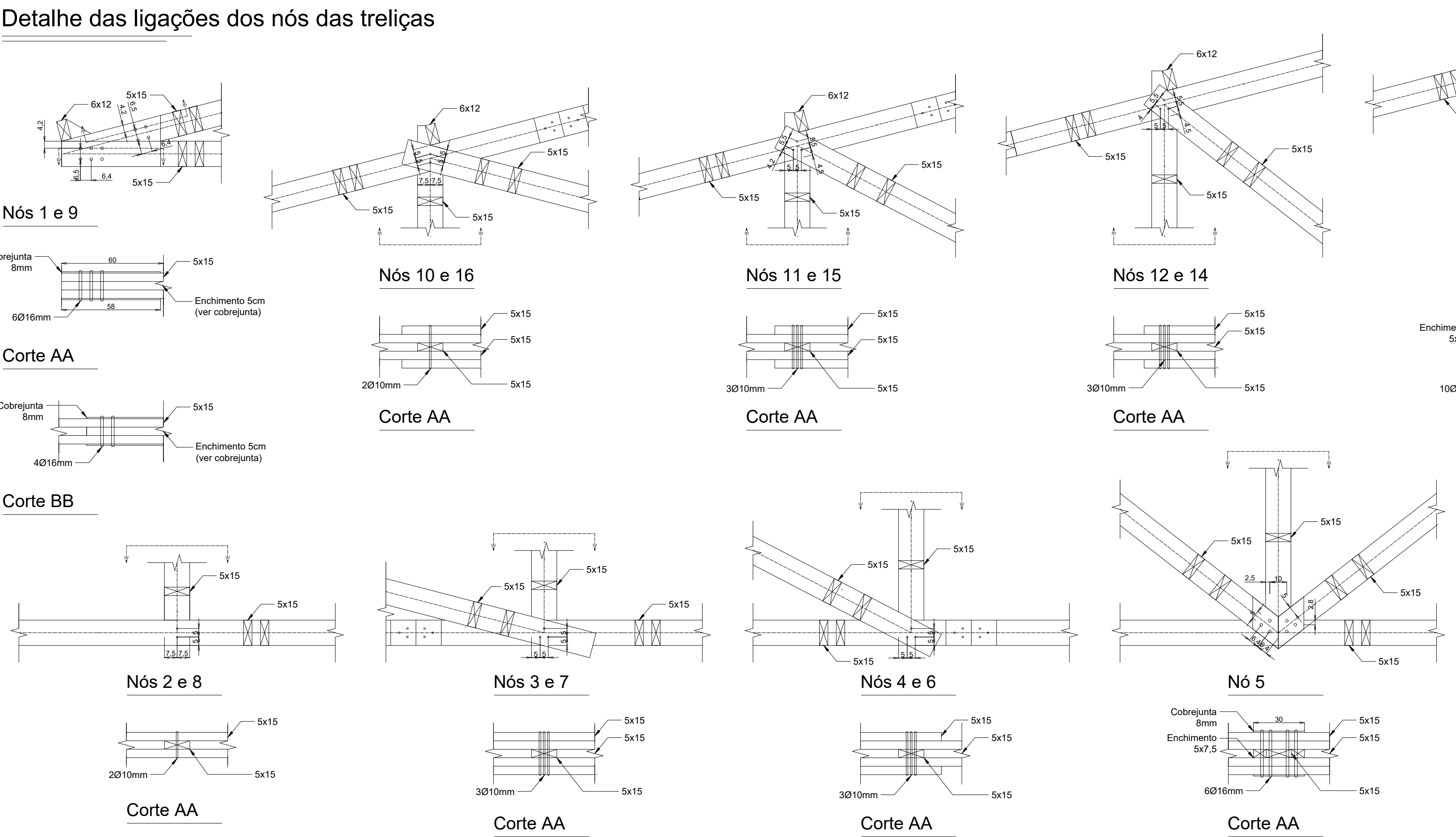
Posição dos espaçadores interpostos



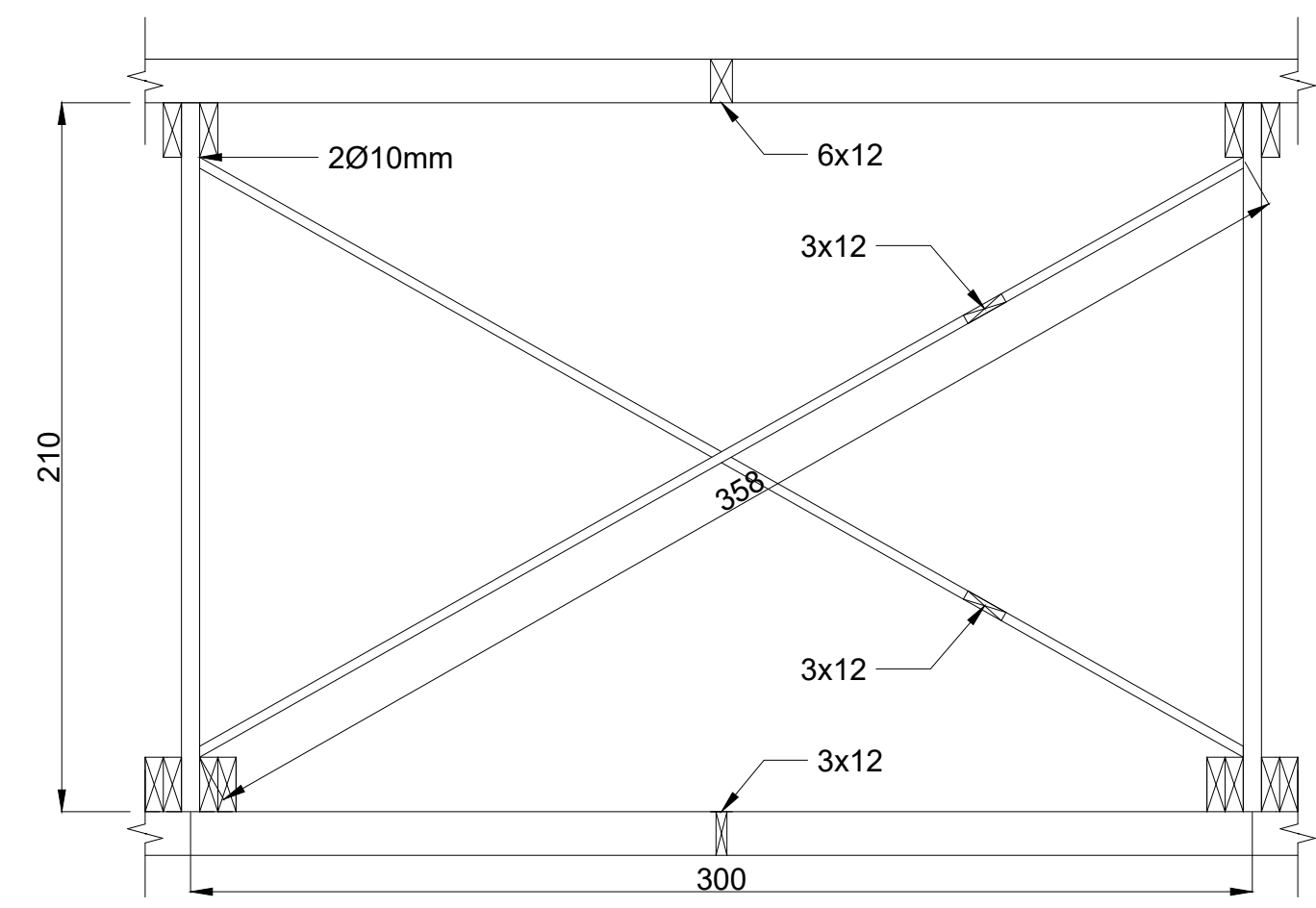
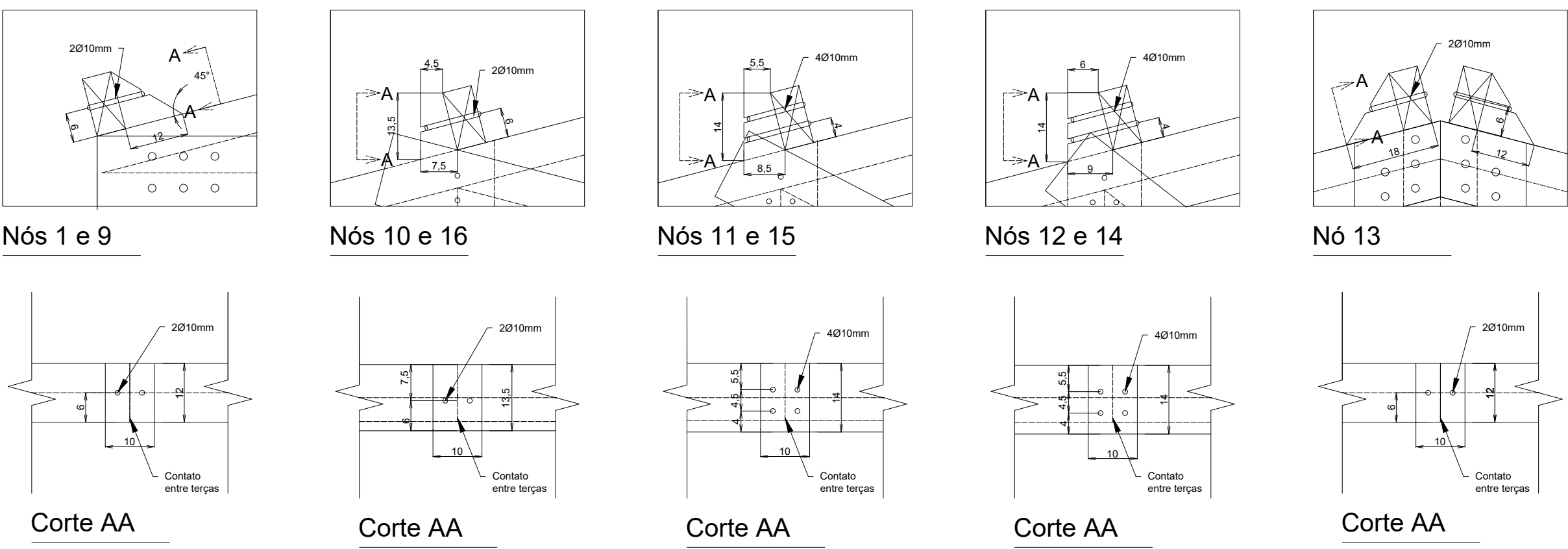
Dimensões das barras das treliças



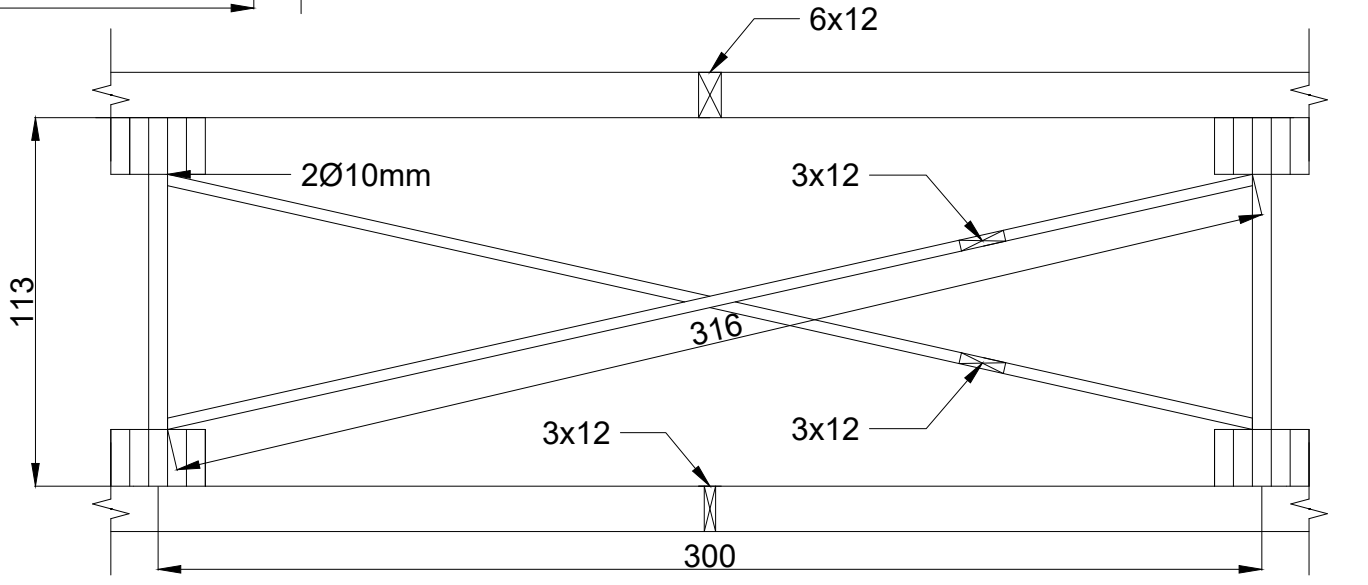
Detalhe das ligações dos nós das treliças



Detalhe das ligações entre as terças e as treliças e emendas das terças

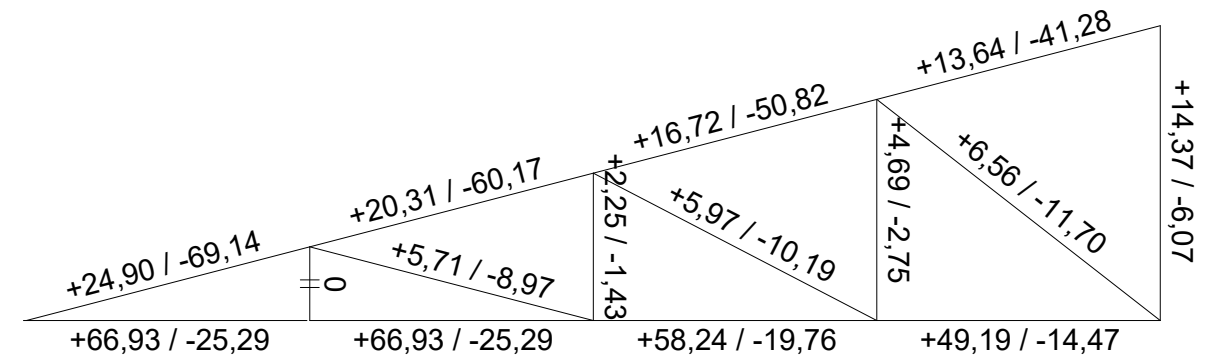
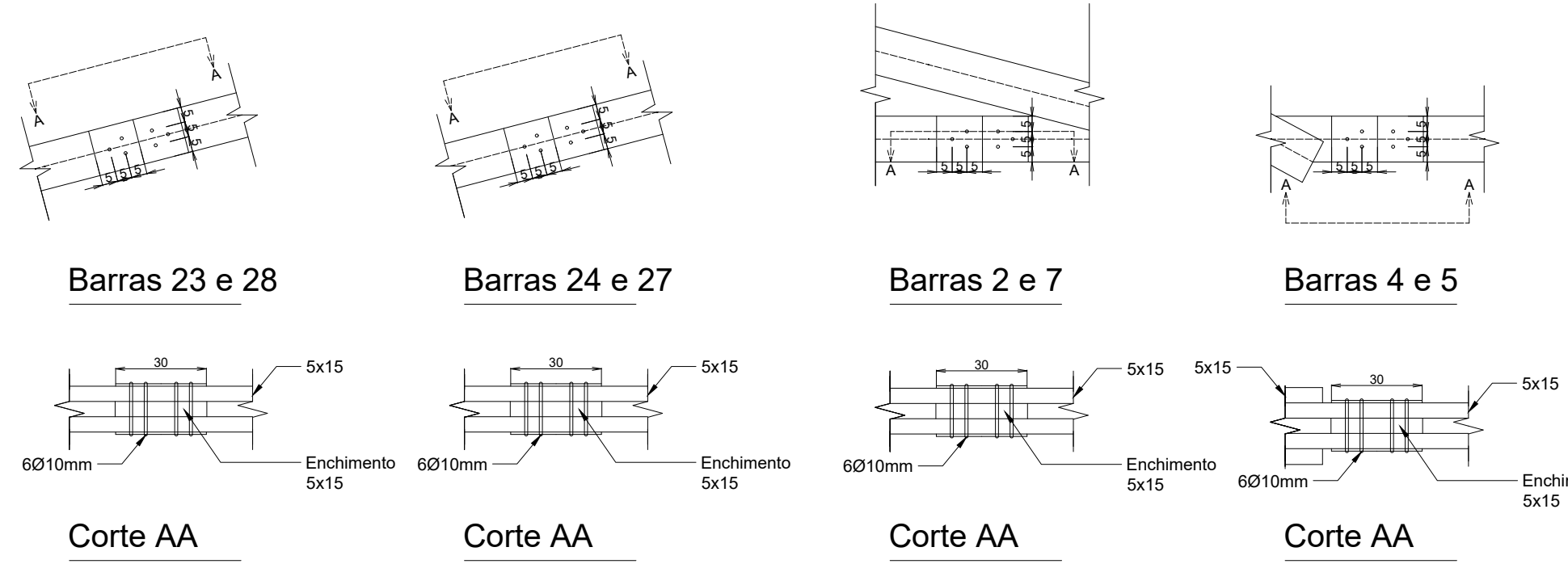


Detalhe do contraventamento da barra 12



Detalhe do contraventamento das barras 11 e 13

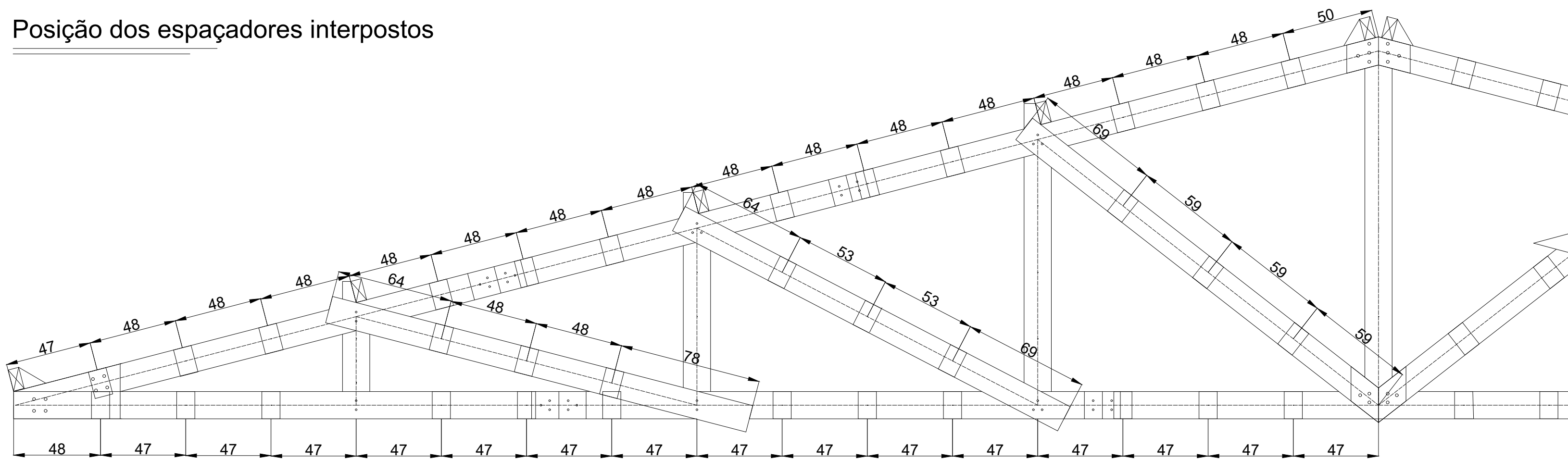
Detalhe das ligações das emendas dos banzos



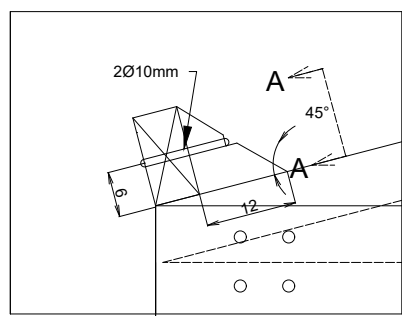
Esforços nas barras das treliças

TÍTULO:	Apêndice B.4 - Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C40		
ESTUDANTE:	Henrique Catola Fonseca		
DOCENTE:	Prof. Francisco Antônio Rocco Lahr		
ASSUNTO:	Iniciação Científica - A plataforma BIM e suas aplicações na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		FOLHA: A1 - 04
DATA:	15/09/2021	ESCALA:	Sem escala

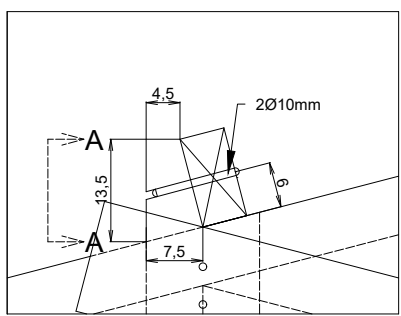
Posição dos espaçadores interpostos



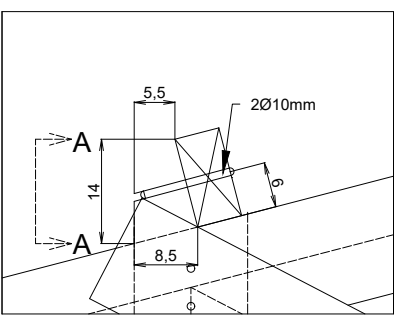
Detalhe das ligações entre as terças e as treliças e emendas das terças



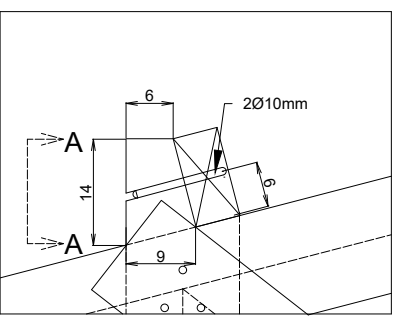
Nós 1 e 9



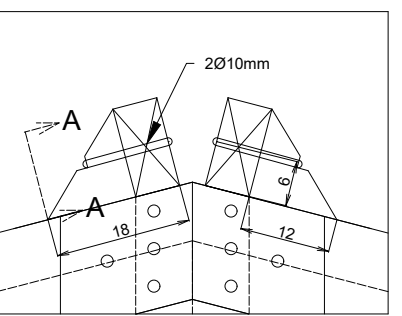
Nós 10 e 16



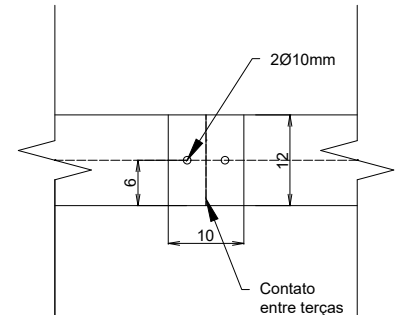
Nós 11 e 15



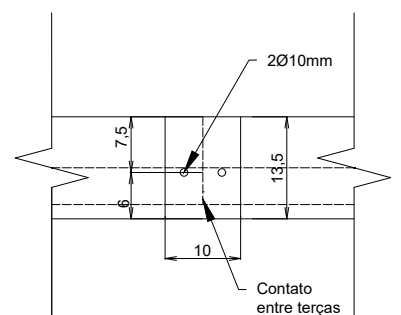
Nós 12 e 14



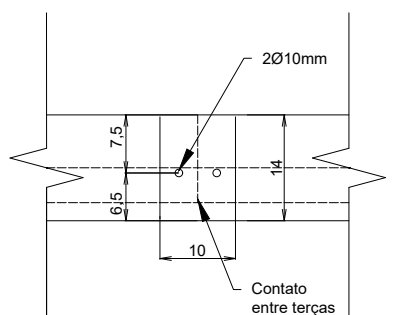
Nó 13



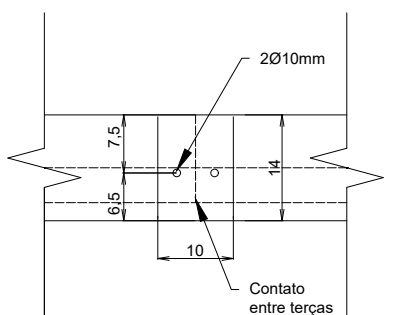
Corte AA



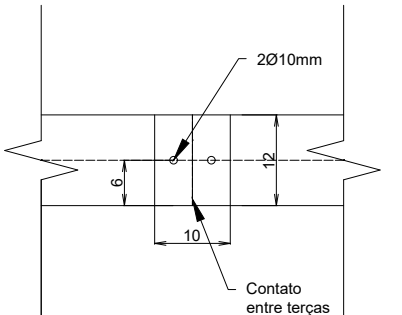
Corte AA



Corte AA

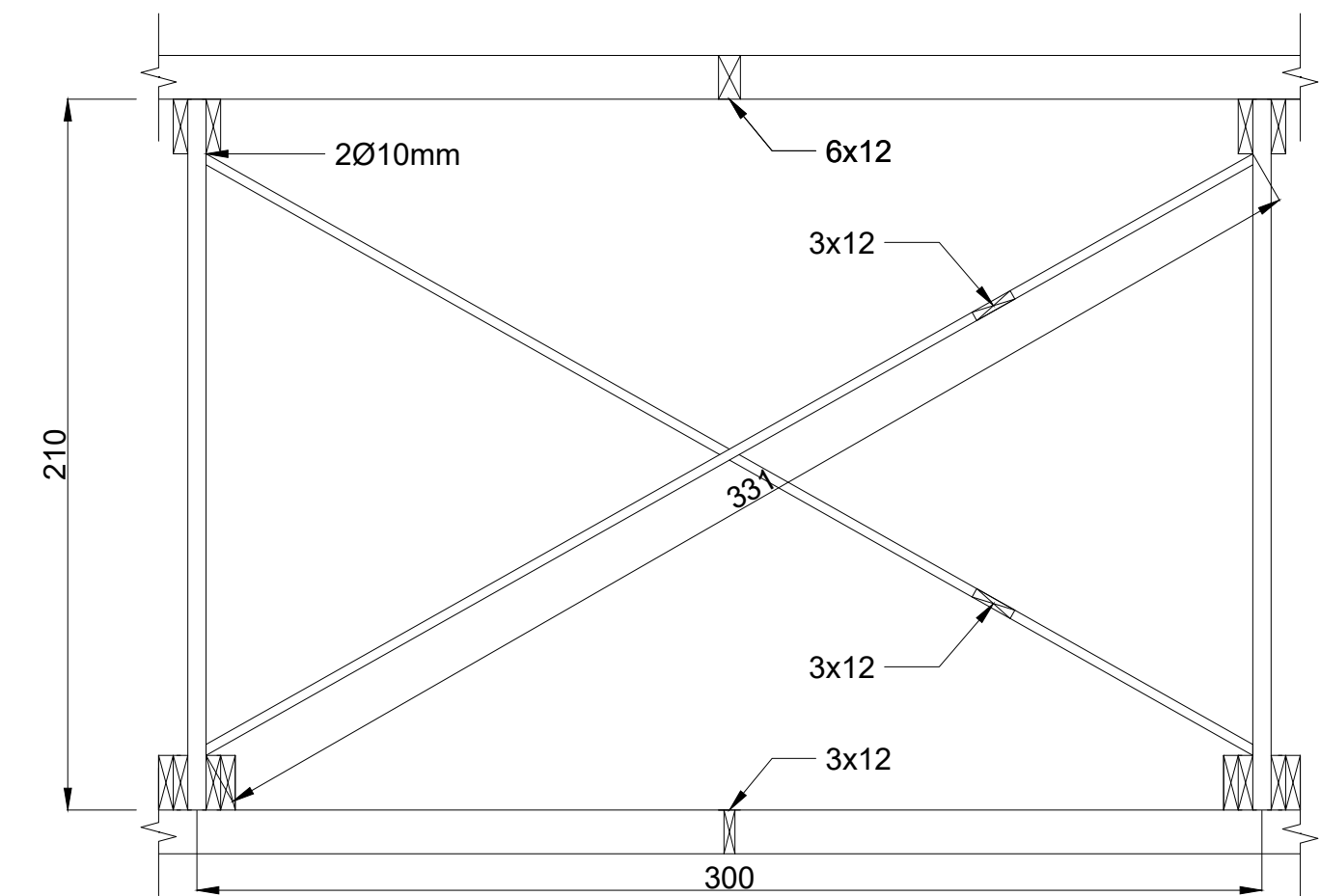
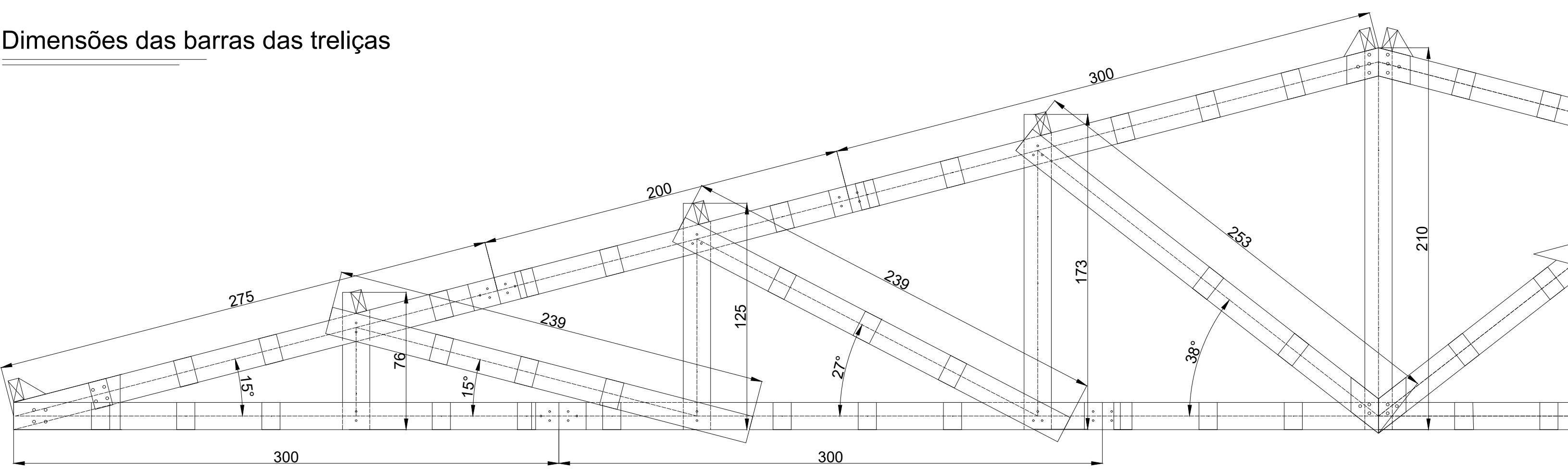


Corte AA



Corte AA

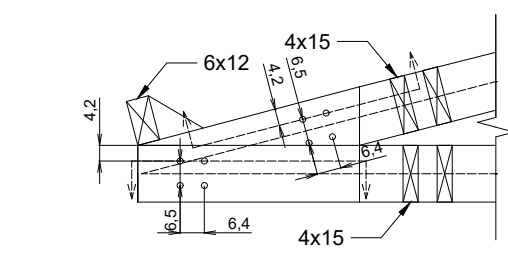
Dimensões das barras das treliças



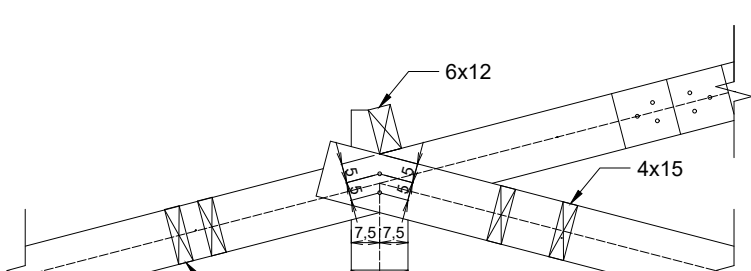
Detalhe do contraventamento da barra 12

- NOTAS
1. Cotas em centímetros ou conforme indicado;
 2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240$ MPa;
 3. Barras das treliças e terças especificadas compostas de madeira serrada classe C60;
 4. Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
 5. Barras de rigidez especificadas compostas de madeira serrada classe C20;
 6. Para consultar a nomenclatura dos elementos das treliças e o detalhamento do sistema de contraventamento e das seções transversais das barras, ver Apêndice B.1;
 7. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

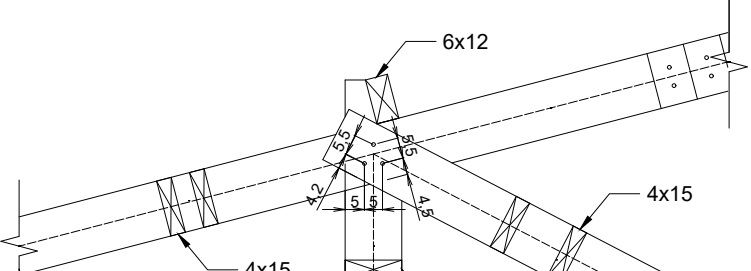
Detalhe das ligações dos nós das treliças



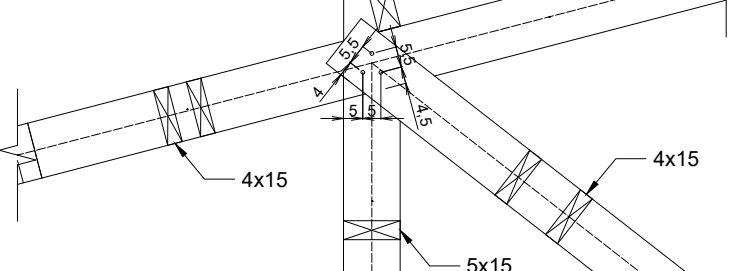
Nós 1 e 9



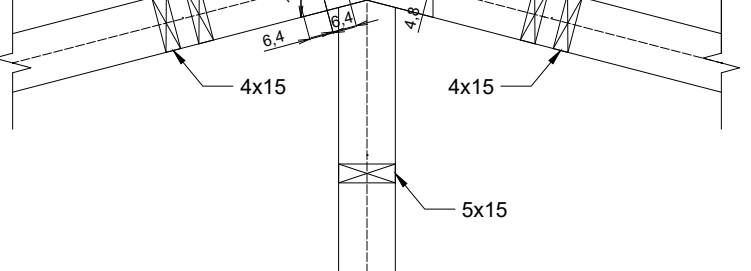
Nós 10 e 16



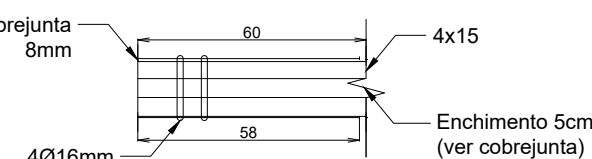
Nós 11 e 15



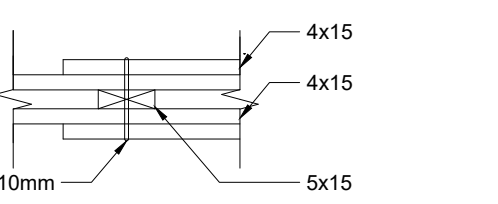
Nós 12 e 14



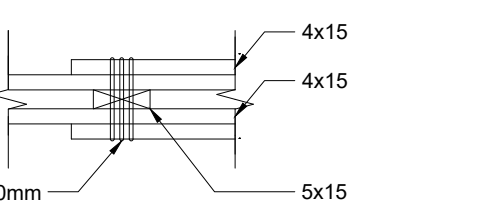
Nó 13



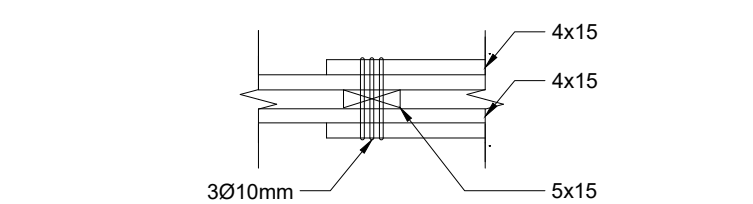
Corte AA



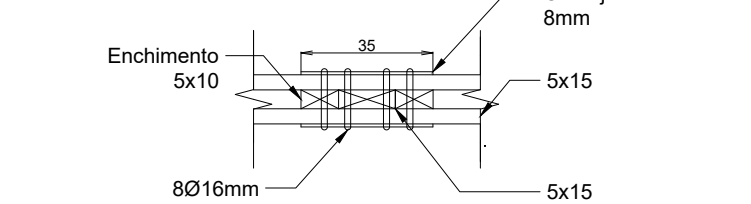
Corte AA



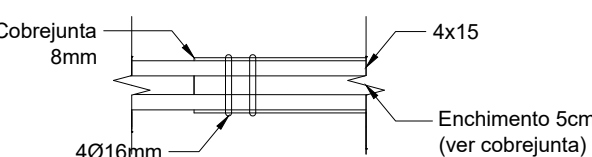
Corte AA



Corte AA



Corte AA



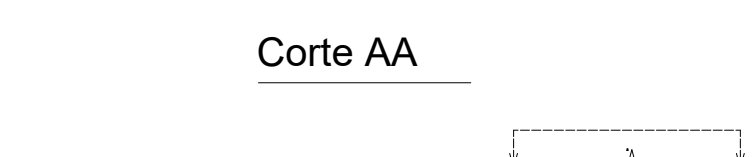
Corte BB



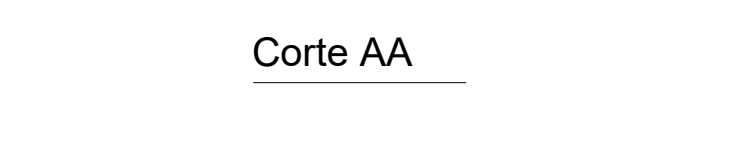
Nós 2 e 8



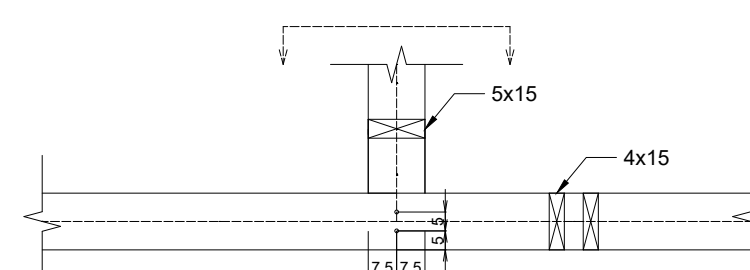
Nós 3 e 7



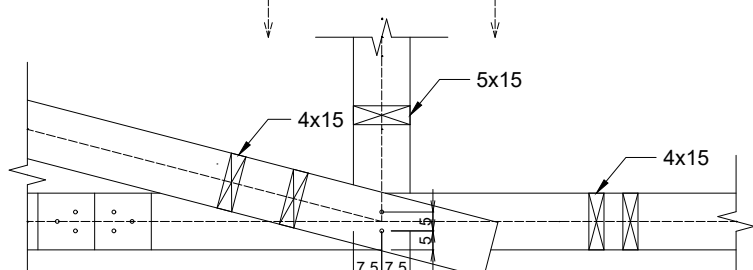
Nós 4 e 6



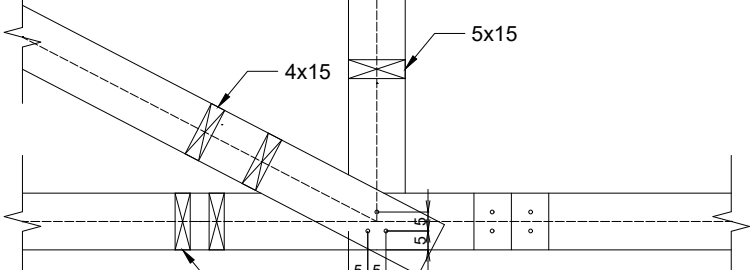
Nó 5



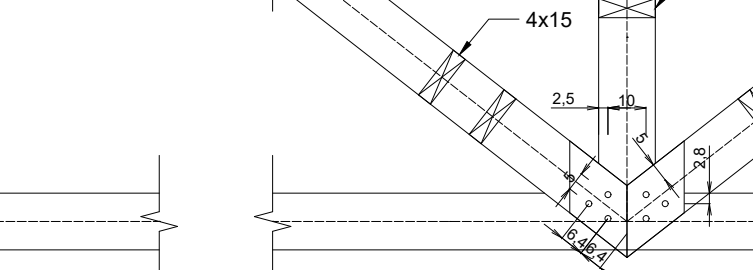
Nós 2 e 8



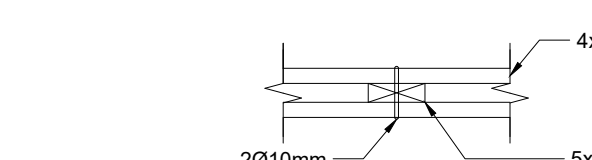
Nós 3 e 7



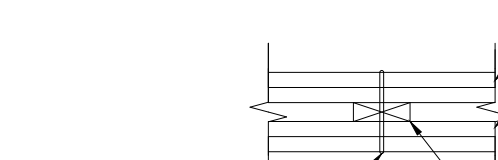
Nós 4 e 6



Nó 5



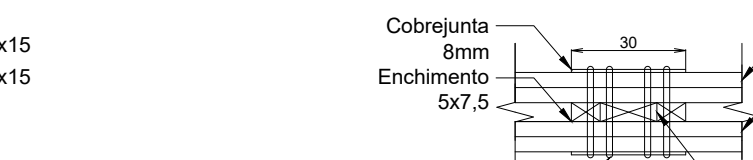
Corte AA



Corte AA

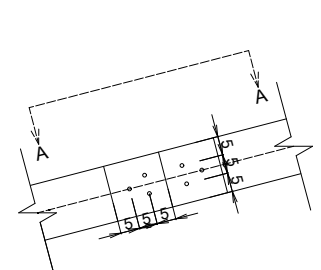


Corte AA

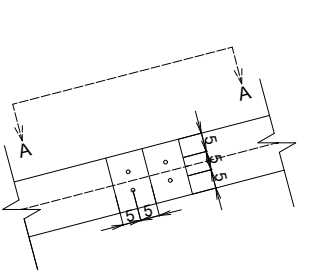


Corte AA

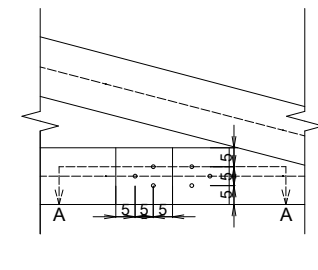
Detalhe das ligações das emendas dos banzos



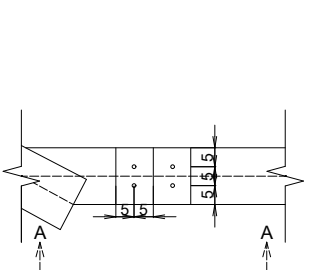
Barras 23 e 28



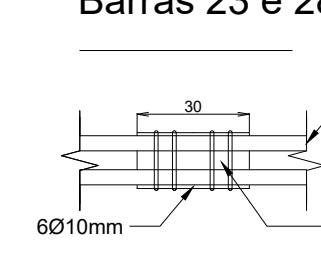
Barras 24 e 27



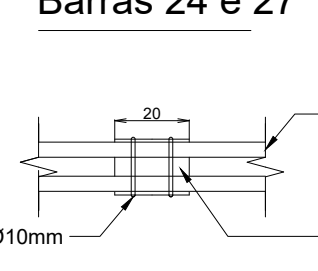
Barras 2 e 7



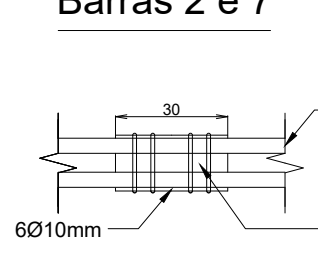
Barras 4 e 5



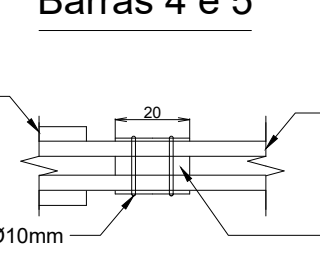
Corte AA



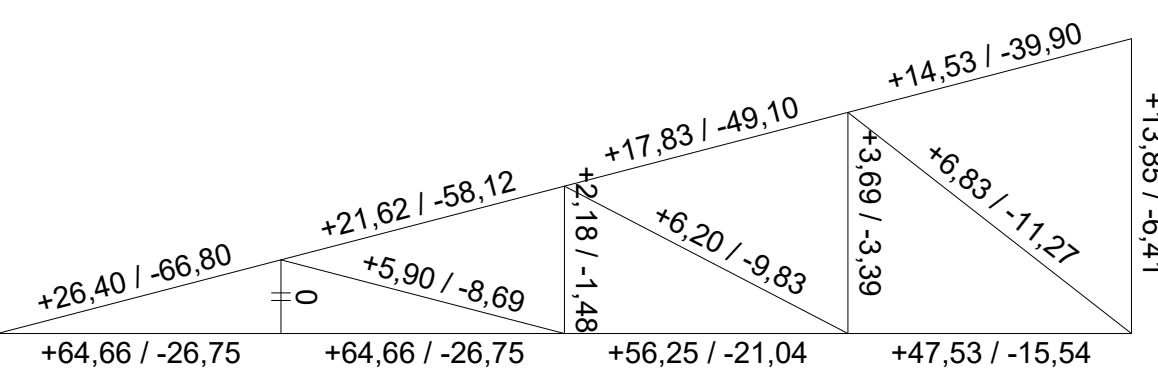
Corte AA



Corte AA



Corte AA



Esforços nas barras das treliças

TÍTULO:	Apêndice B.5 - Detalhamento das treliças de cobertura de madeira C60		
ESTUDANTE:	Henrique Catola Fonseca		
DOCENTE:	Prof. Francisco Antônio Rocco Lahr		
ASSUNTO:	Iniciação Científica - A plataforma BIM e suas aplicações na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		
DATA:	15/09/2021	FOLHA:	A1 - 05
ESCALA:	Sem escala		

**APÊNDICES C.1 a C.5 – Folhas de apresentação da modelagem das coberturas
projetadas**

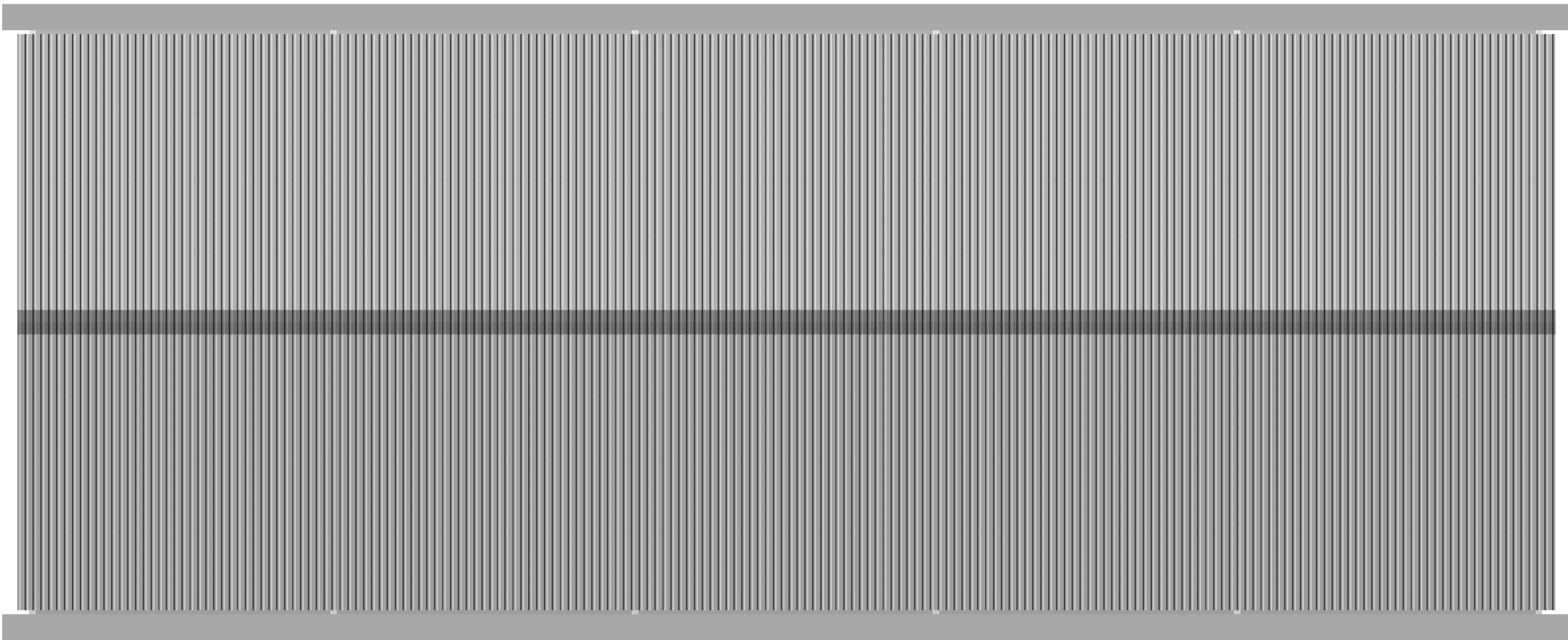
Apêndice C.1 – Modelagem da cobertura metálica

Apêndice C.2 – Modelagem da cobertura em madeira C20

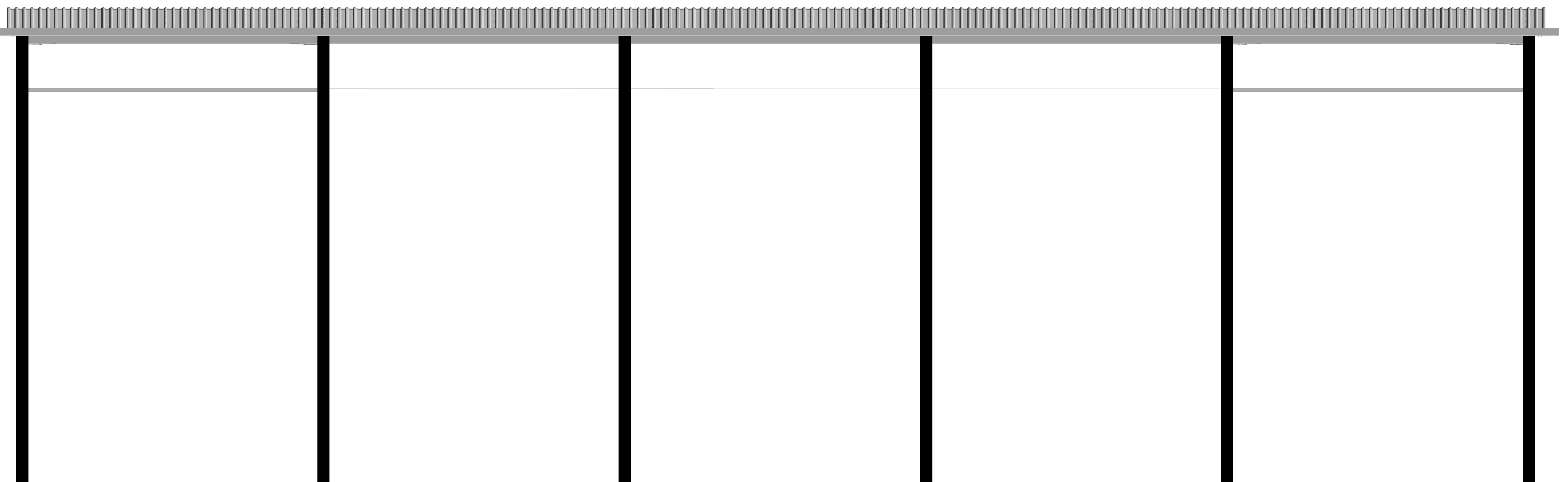
Apêndice C.3 – Modelagem da cobertura em madeira C30

Apêndice C.4 – Modelagem da cobertura em madeira C40

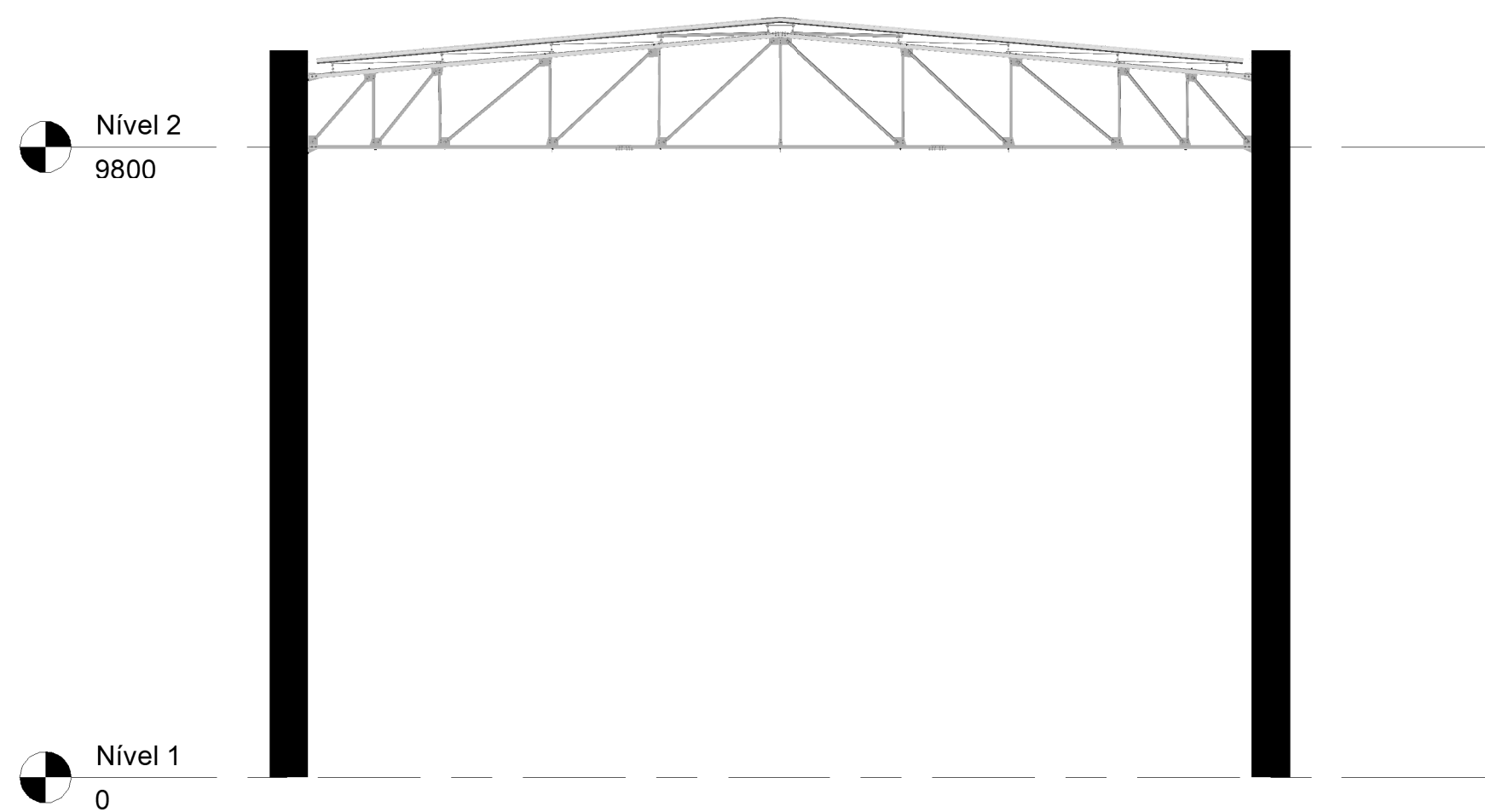
Apêndice C.5 – Modelagem da cobertura em madeira C60



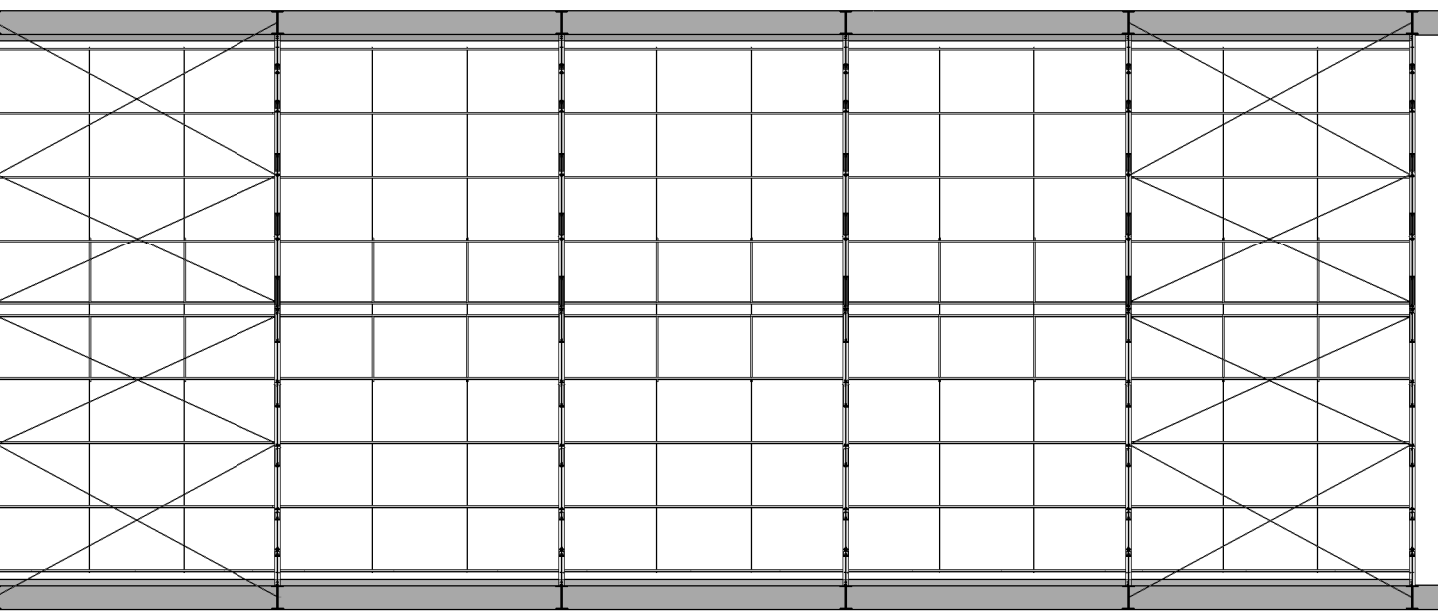
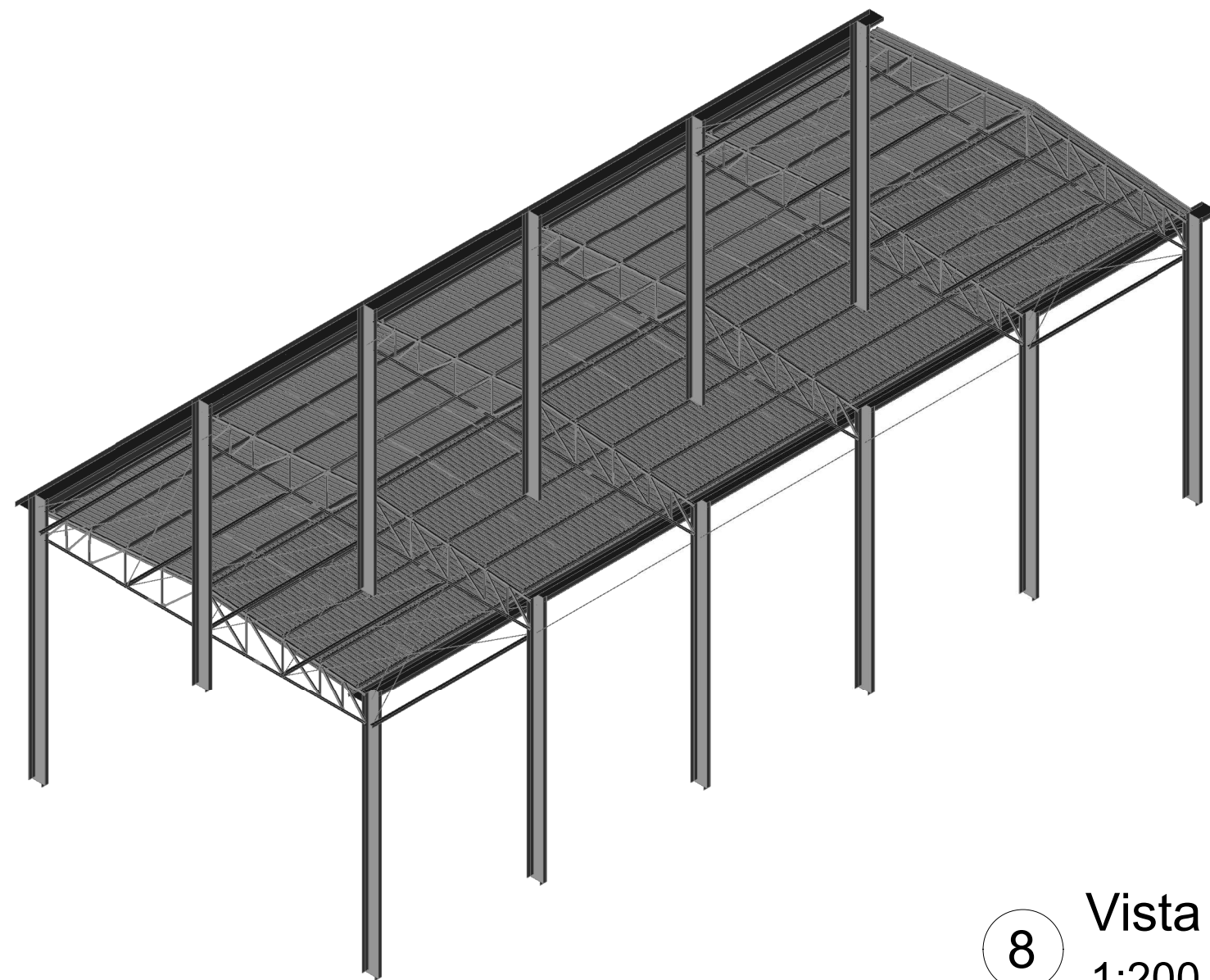
2 Vista superior da cobertura
1:100



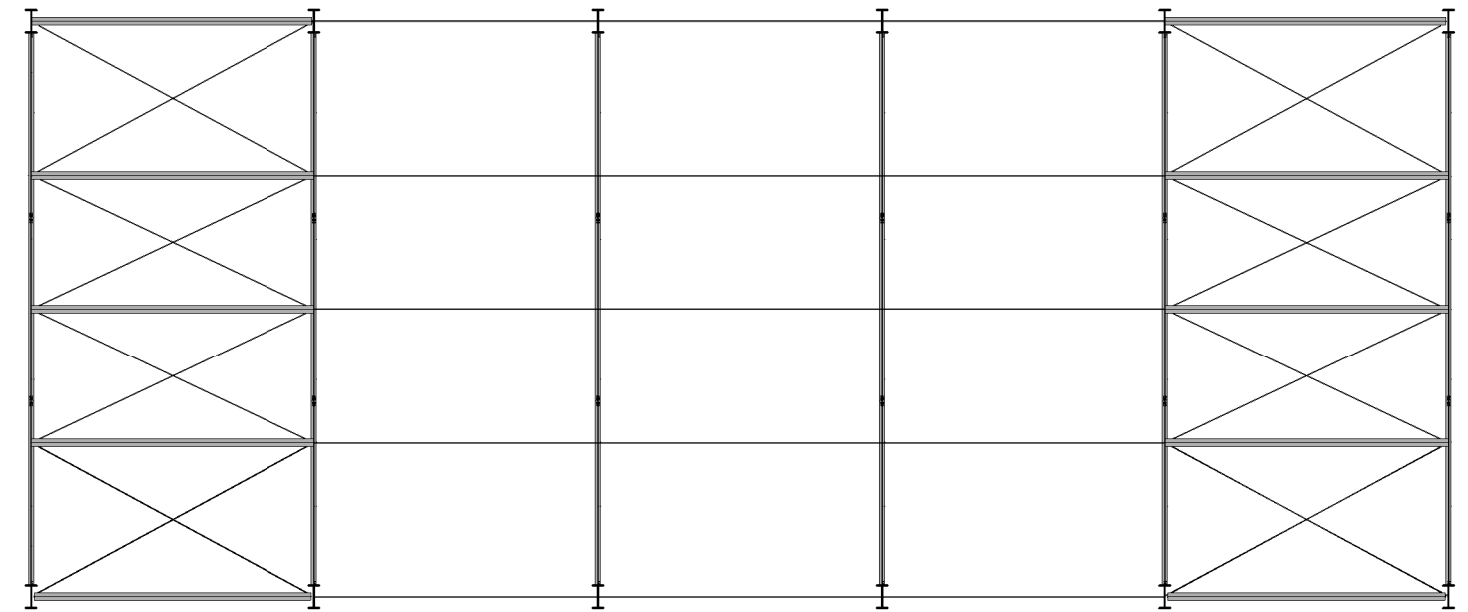
3 Vista lateral da cobertura
1:100



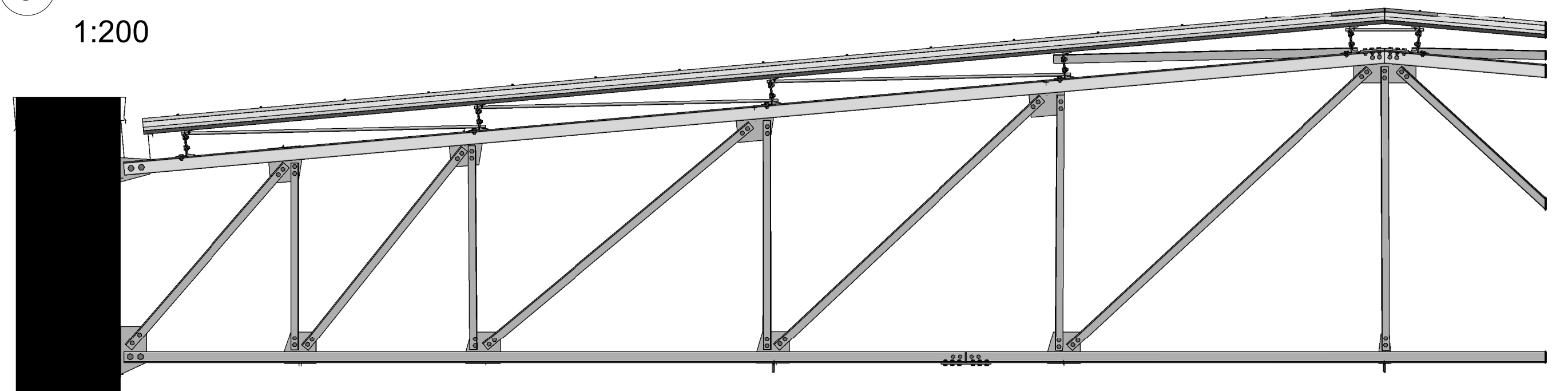
1 Seção transversal da cobertura
1:100



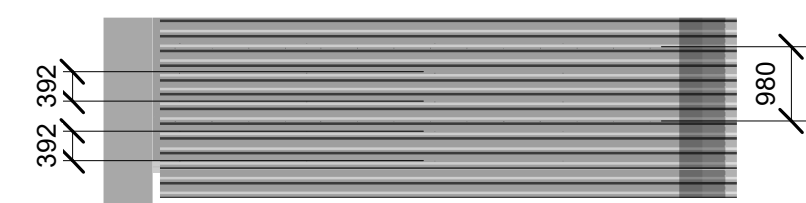
6 Detalhe do contraventamento no plano do banzo superior
1:200



5 Detalhe do contraventamento no plano do banzo inferior
1:200



4 Detalhe das ligações dos nós da treliça
1:25



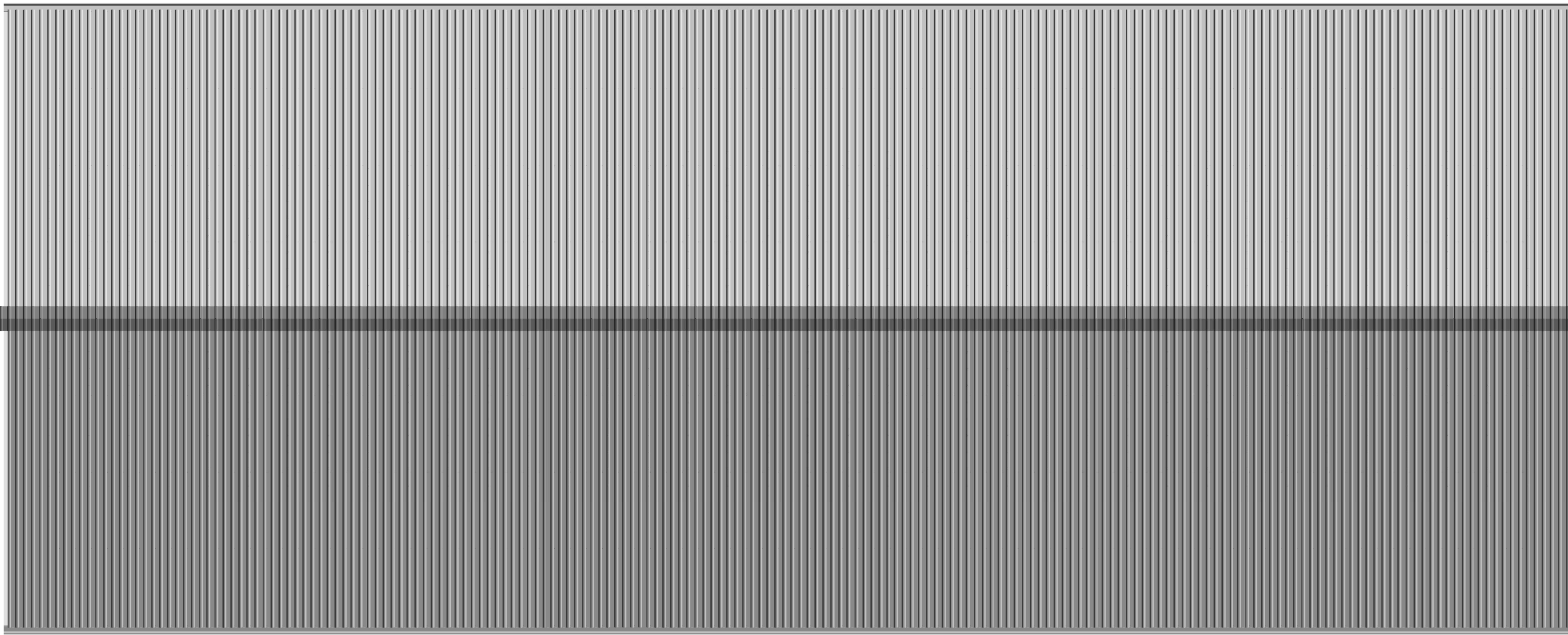
7 Vista superior da fixação das telhas
1:100

8 Vista inferior isométrica da cobertura
1:200

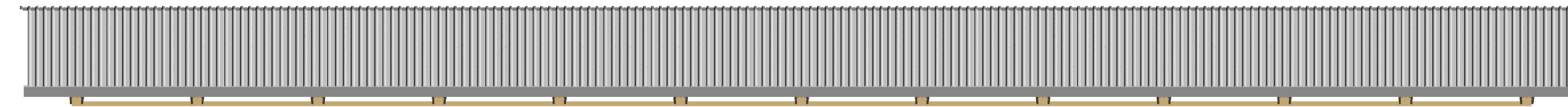
NOTAS

1. Cotas em milímetros;
2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço ASTM A325;
3. Barras das treliças e terças compostas de aço ASTM A36;
4. Chapas metálicas compostas de aço ASTM A36;
5. Barras de contraventamento compostas de aço ASTM A36;
6. Para consultar as dimensões e detalhes especificados, ver Apêndices A.1 e A.2;
7. Para consultar as dimensões e especificações das calhas, rufos e telhas especificadas, ver o documento principal;
8. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice A.

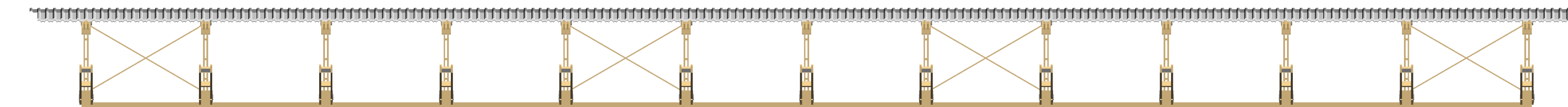
TÍTULO: Apêndice C.1 - Modelagem da cobertura metálica		
ESTUDANTE: Henrique Catoia Fonseca		
ORIENTADOR: Prof. Francisco Antonio Rocco Lahr		
ASSUNTO: A plataforma BIM e sua aplicação na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		FOLHA: A1 /001
DATA: 15/09/21		ESCALA:



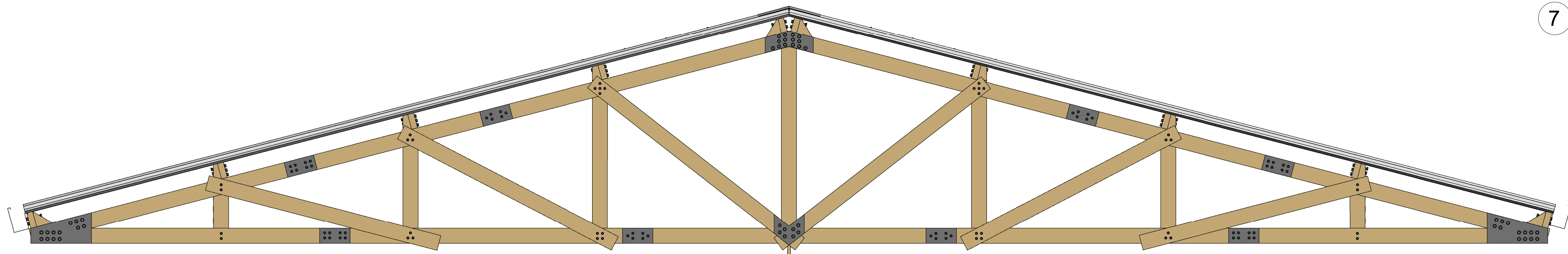
2 Vista superior da cobertura
1:100



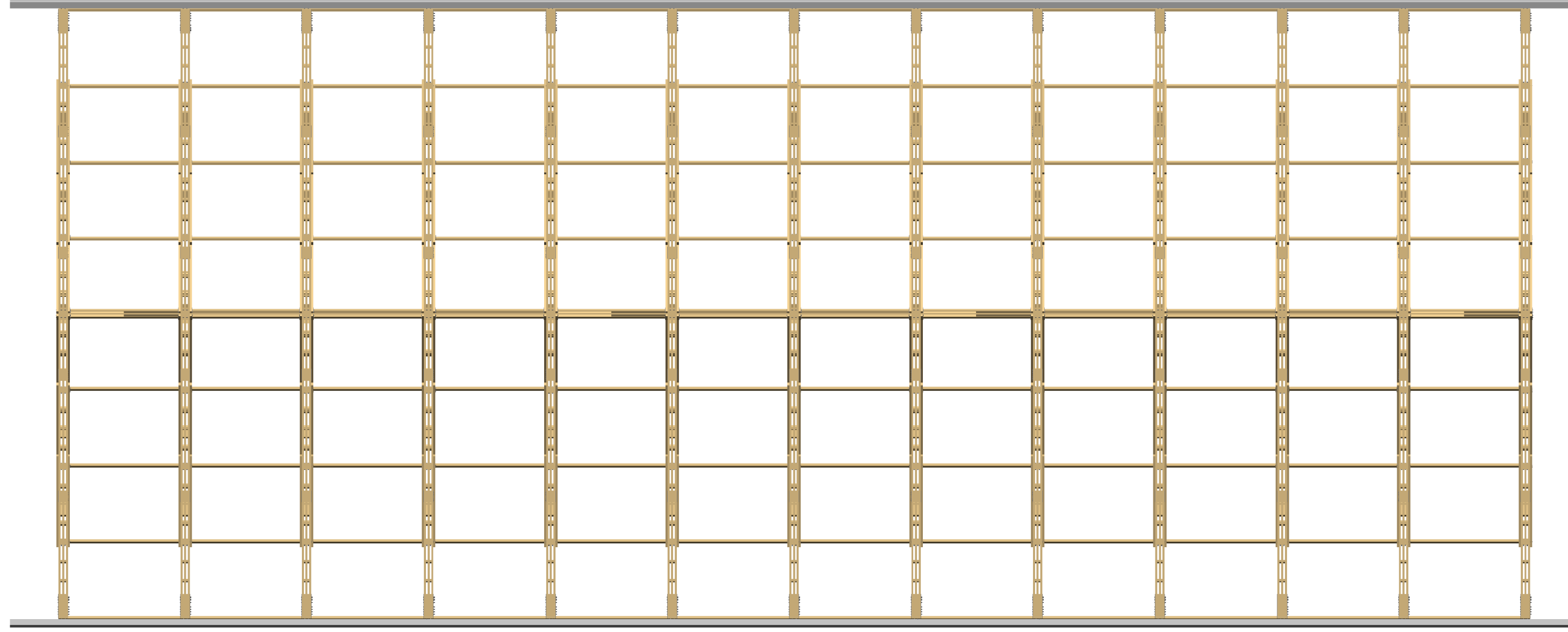
4 Vista lateral da cobertura
1:100



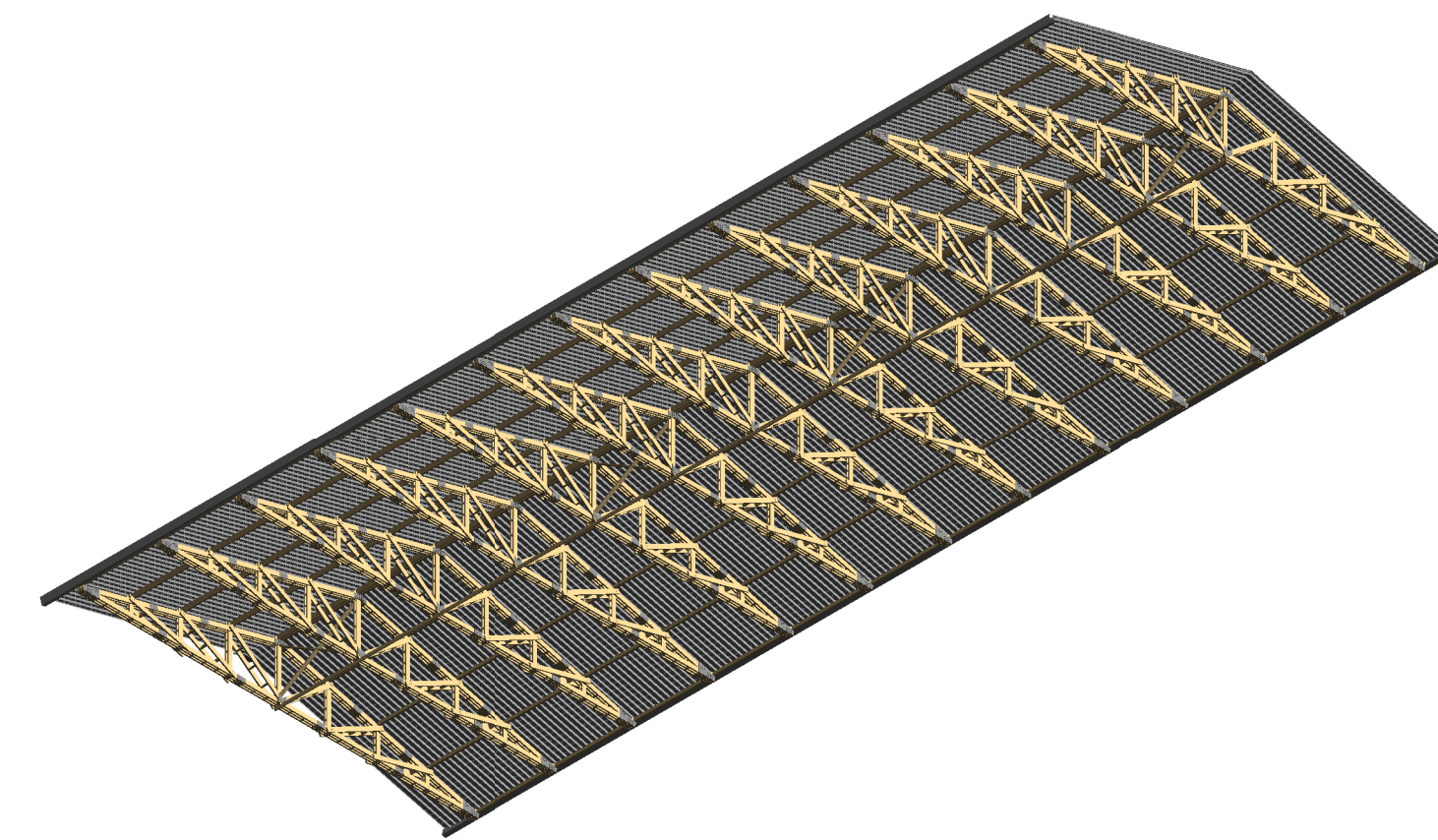
5 Detalhe do contraventamento do montante central
1:100



1 Seção transversal da cobertura
1:25



3 Vista inferior da cobertura
1:100



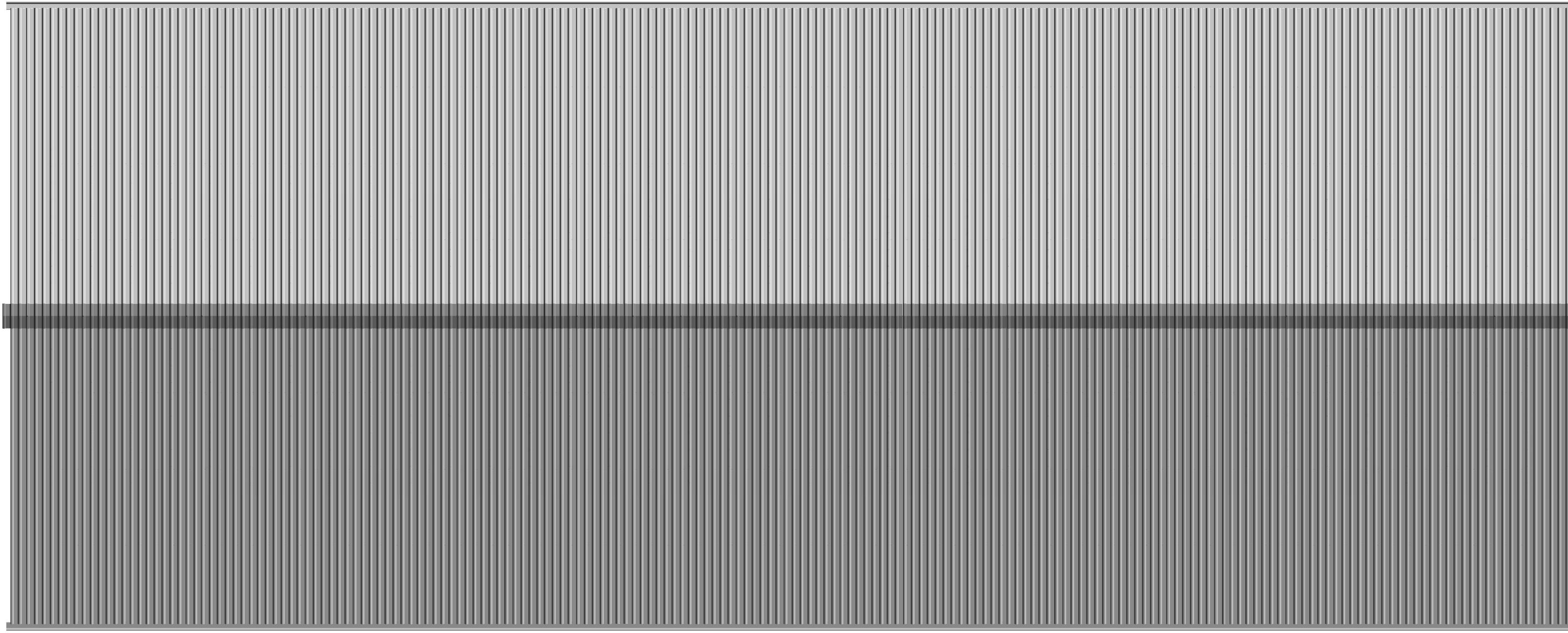
6 Vista isométrica inferior da cobertura
1:200



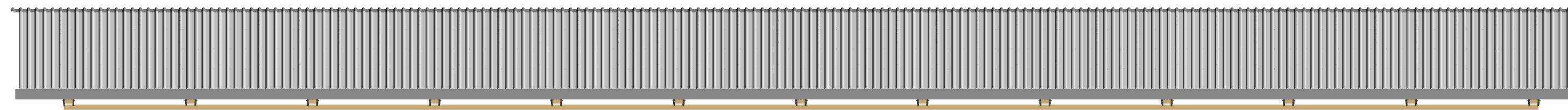
7 Vista superior da fixação das telhas
1:100

- NOTAS
1. Cotas em milímetros;
 2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240$ MPa;
 3. Barras das treliças e terças compostas de madeira serrada classe C60;
 4. Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
 5. Barras de rigidez compostas de madeira serrada classe C20;
 6. Para consultar as dimensões e detalhes especificados, ver Apêndices B.1 e B.2;
 7. Para consultar as dimensões e especificações das calhas e telhas especificadas, ver o documento principal;
 8. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

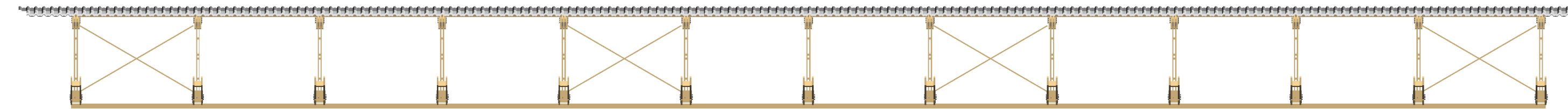
TÍTULO: Apêndice C.2 - Modelagem da cobertura em madeira C20	
ESTUDANTE: Henrique Catola Fonseca	
ORIENTADOR: Prof. Francisco Antonio Rocco Lahr	
ASSUNTO: A plataforma BIM e sua aplicação na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.	FOLHA: A1 /001
DATA: 15/09/21	ESCALA:



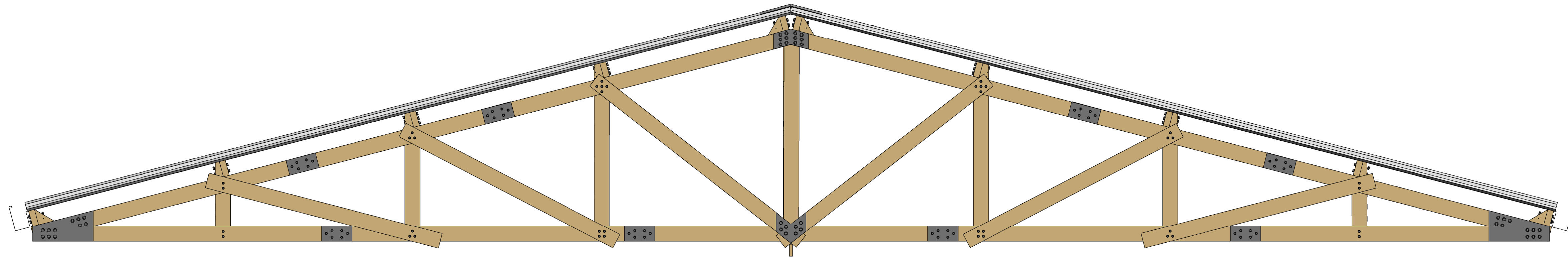
2 Vista superior da cobertura
1:100



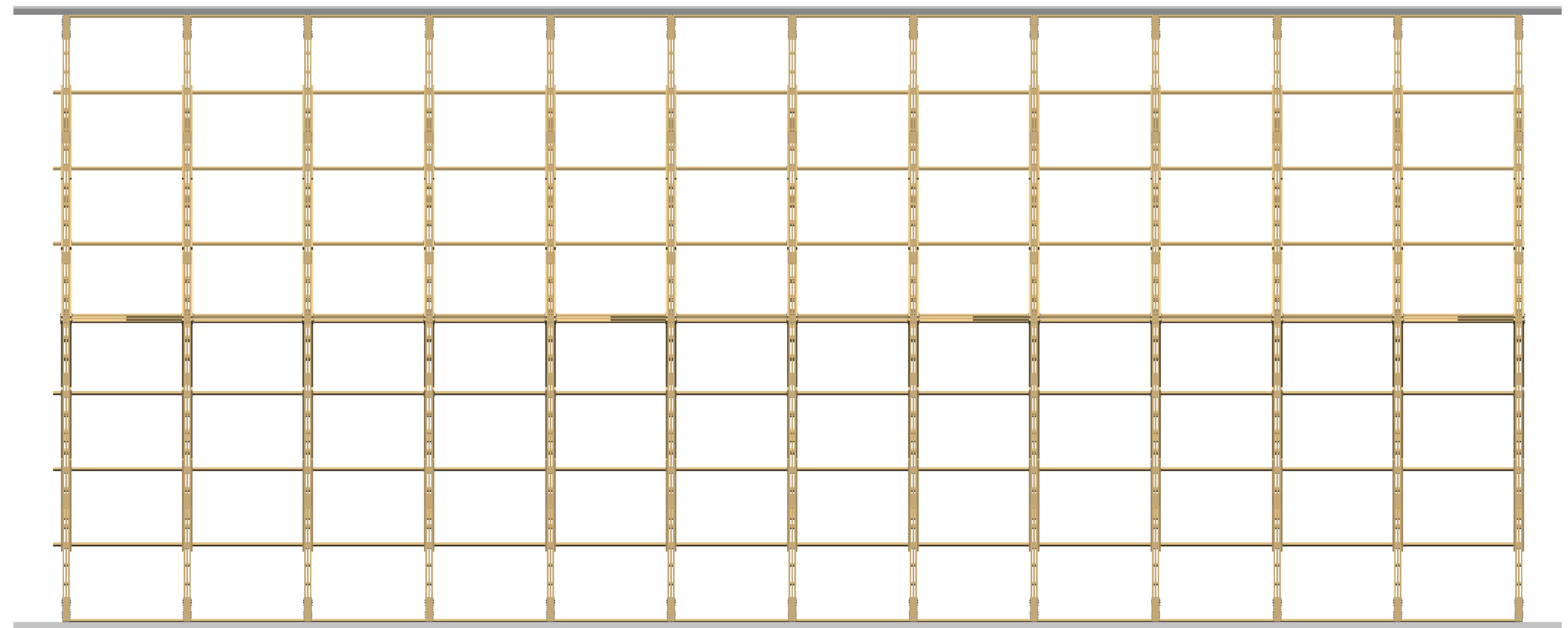
4 Vista lateral da cobertura
1:100



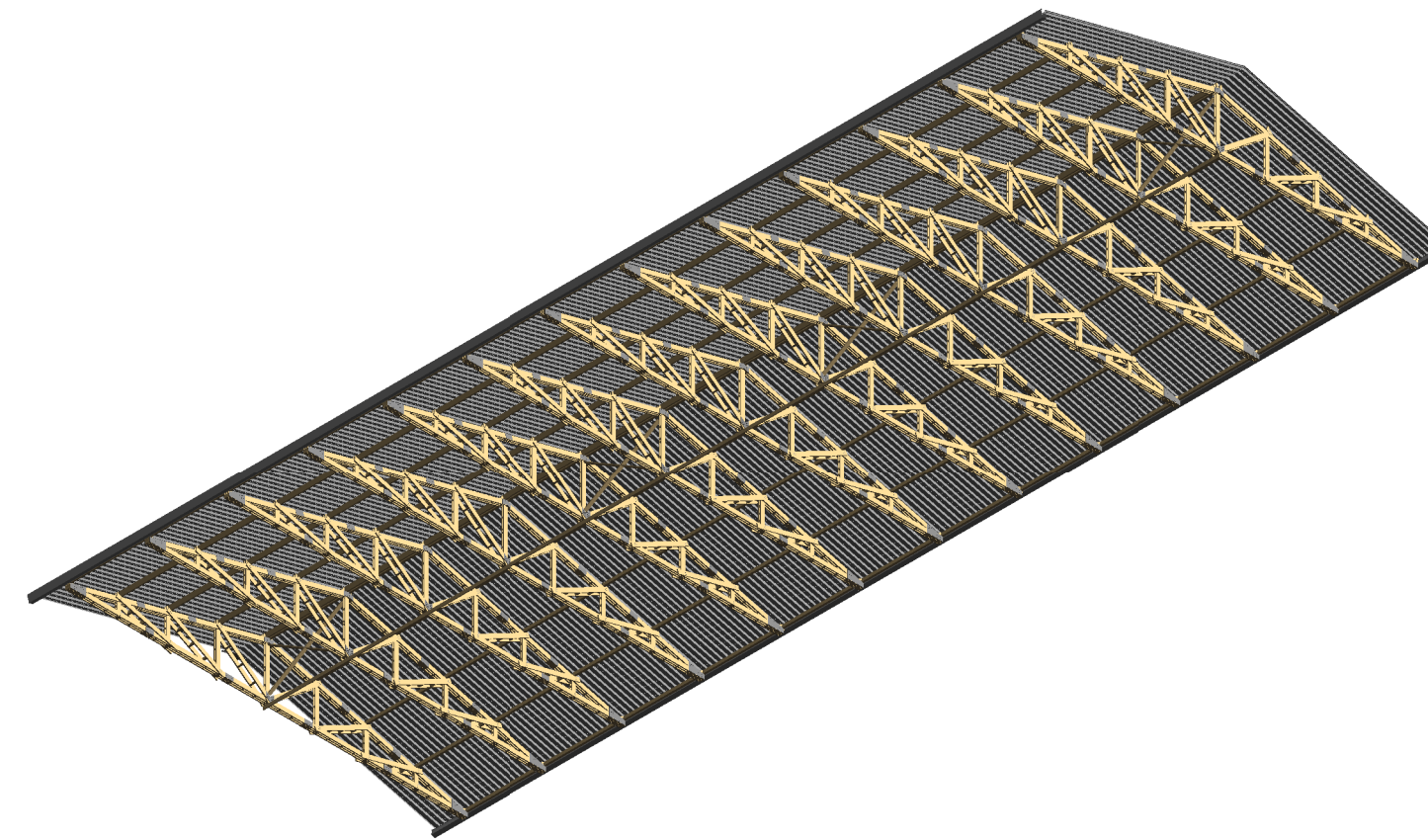
5 Detalhe do contraventamento do montante central
1:100



1 Seção transversal da cobertura
1:25



3 Vista inferior da cobertura
1:100



6 Vista isométrica inferior da cobertura
1:200

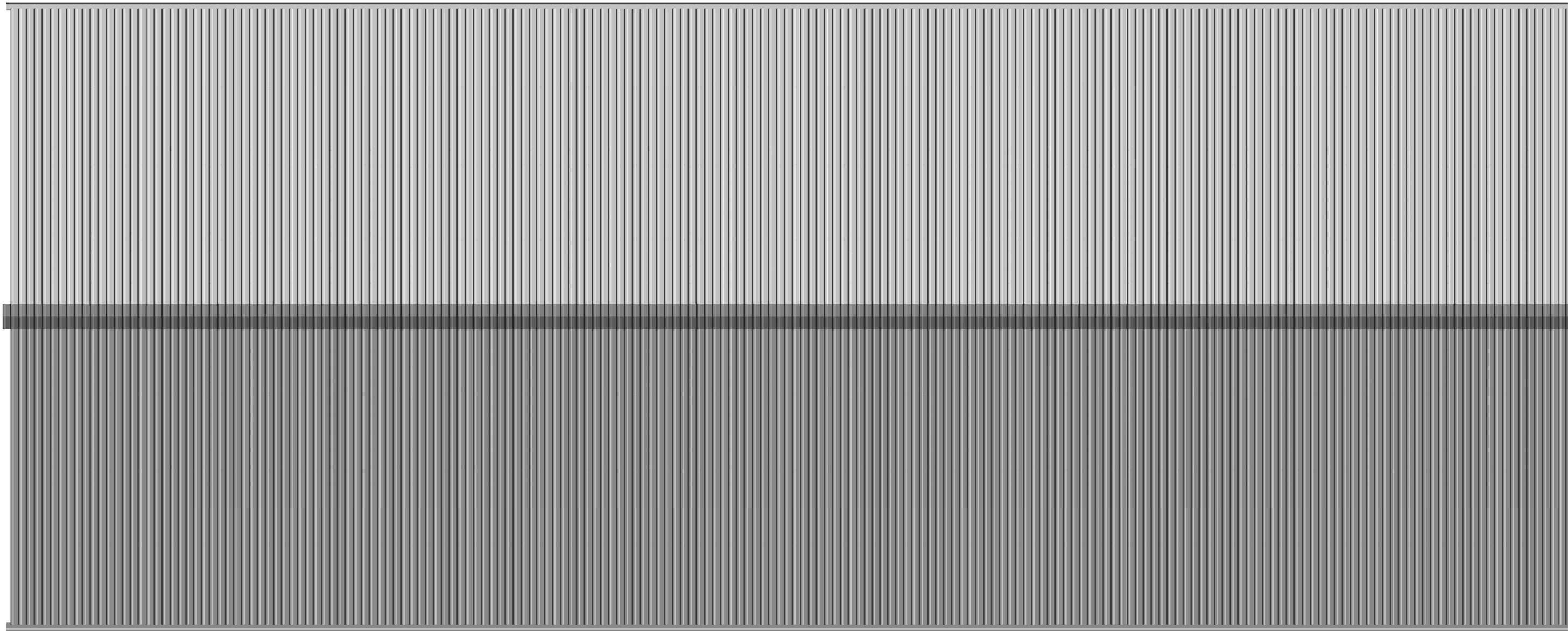
NOTAS

1. Cotas em milímetros;
2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240$ MPa;
3. Barras das treliças e terças compostas de madeira serrada classe C60;
4. Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
5. Barras de rigidez compostas de madeira serrada classe C20;
6. Para consultar as dimensões e detalhes especificados, ver Apêndices B.1 e B.3;
7. Para consultar as dimensões e especificações das calhas e telhas especificadas, ver o documento principal;
8. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

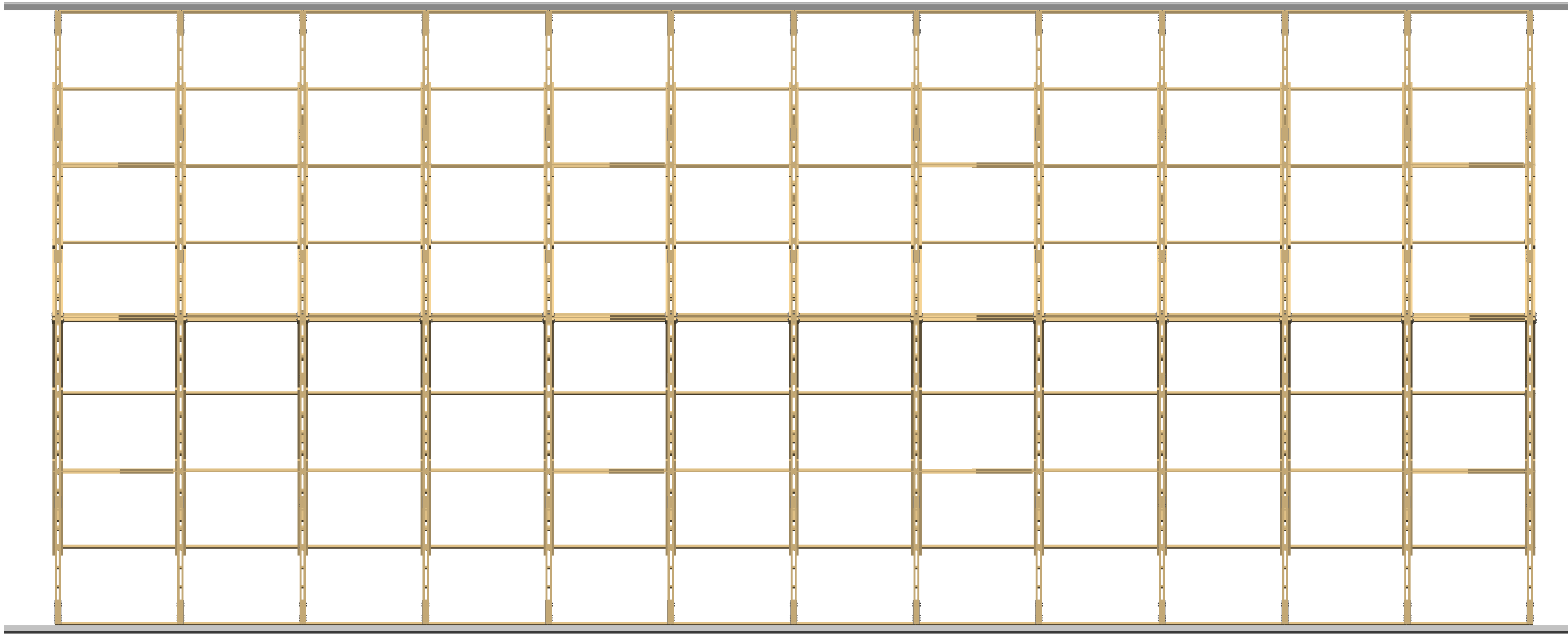


7 Vista superior da fixação das telhas
1:100

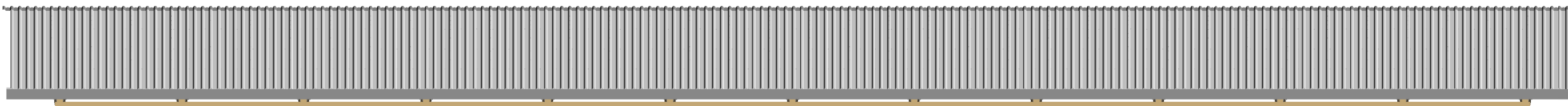
TÍTULO: Apêndice C.3 - Modelagem da cobertura em madeira C30		
ESTUDANTE: Henrique Catola Fonseca		
ORIENTADOR: Aprovador		
ASSUNTO: A plataforma BIM e sua aplicação na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		FOLHA: A1 /001
DATA: 08/28/21		ESCALA:



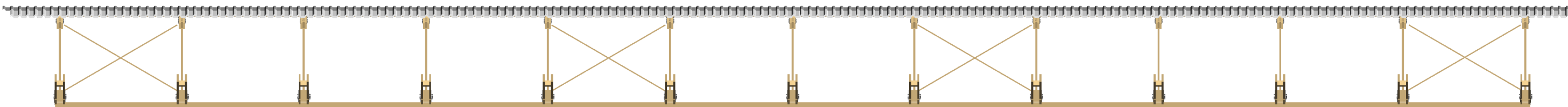
2 Visa superior da cobertura
1:100



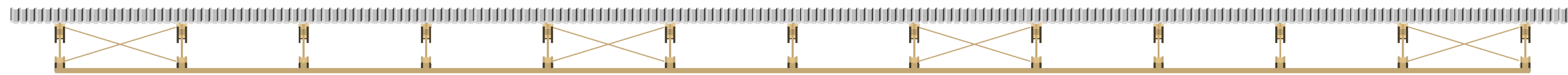
3 Vista inferior da cobertura
1:100



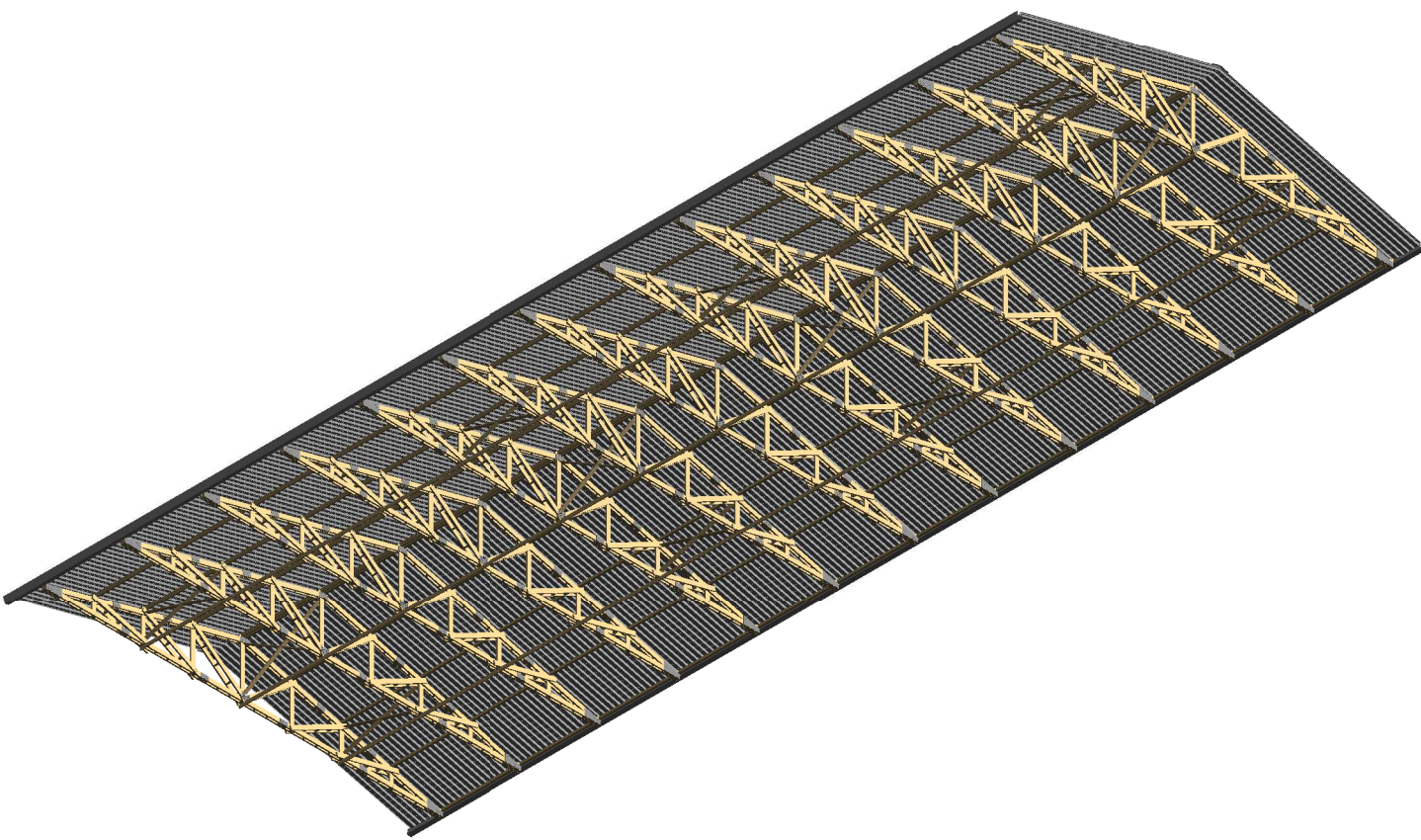
4 Vista lateral da cobertura
1:100



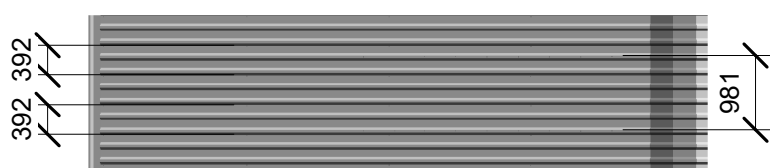
5 Detalhe do contraventamento do montante central
1:100



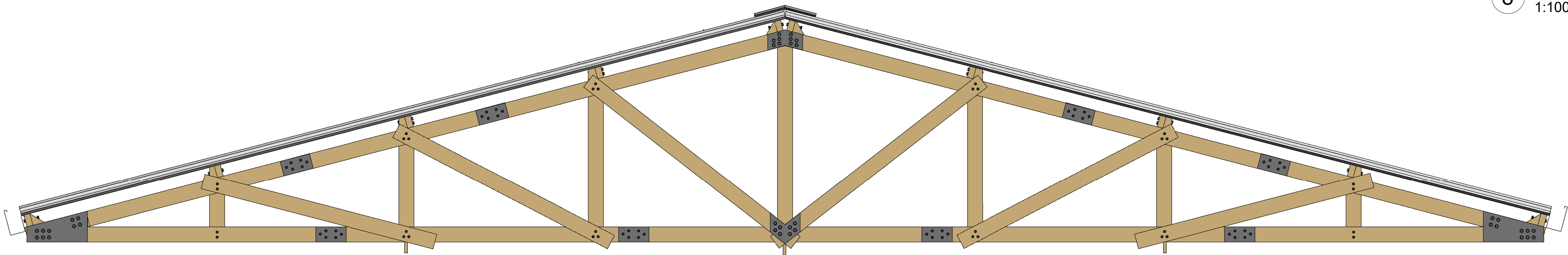
6 Detalhe do contraventamento do montante do 1º e 3º quartis
1:100



7 Vista isométrica inferior da cobertura
1:200



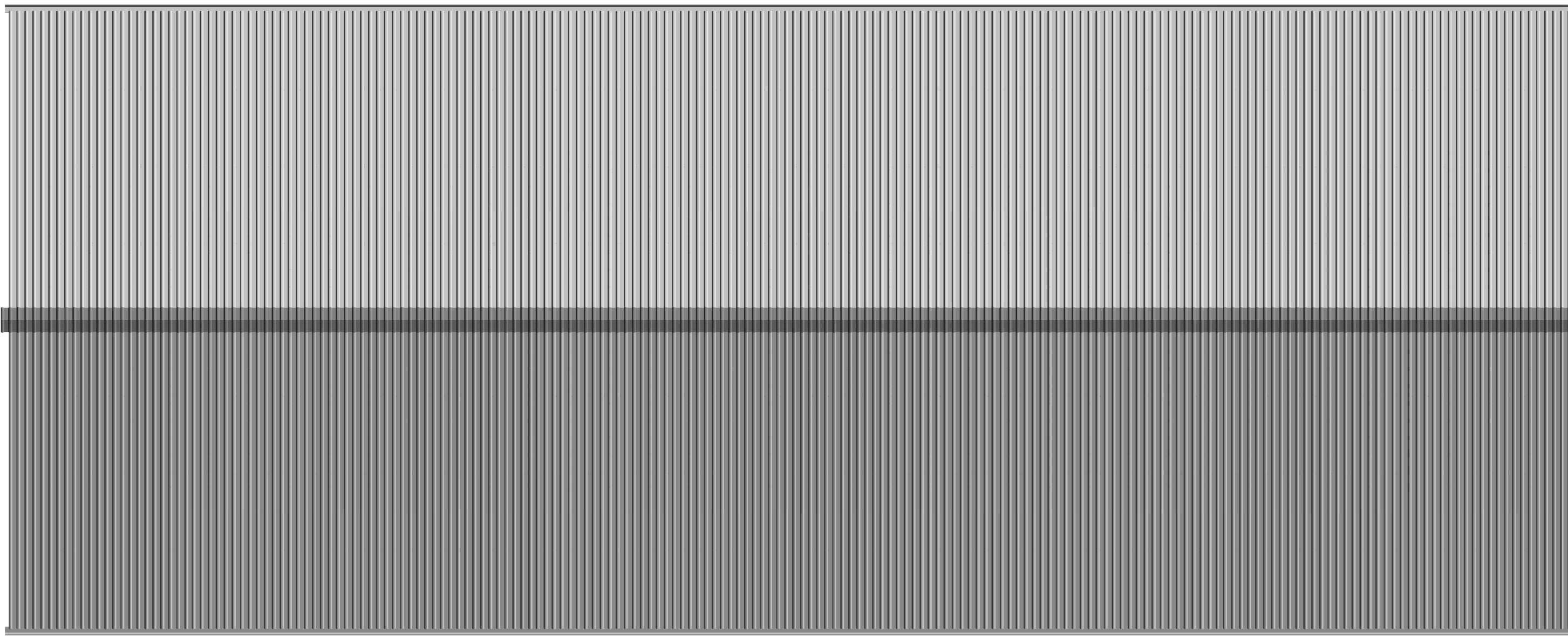
8 Vista superior da fixação das telhas
1:100



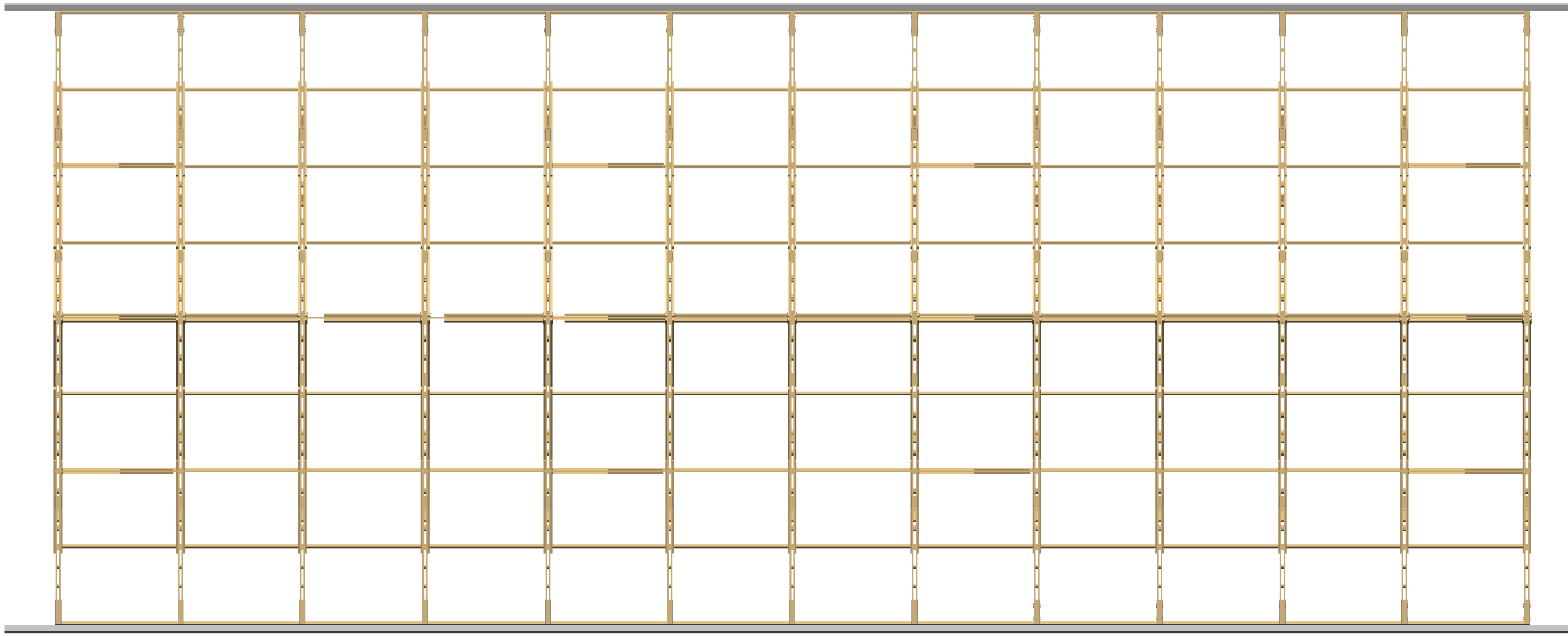
1 Seção transversal da cobertura
1:25

- NOTAS
- Cotas em milímetros;
 - Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240$ MPa;
 - Barras das treliças e terças compostas de madeira serrada classe C40;
 - Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
 - Barras de rigidez compostas de madeira serrada classe C20;
 - Para consultar as dimensões e detalhes especificados, ver Apêndices B.1 e B.4;
 - Para consultar as dimensões e especificações das calhas e telhas especificadas, ver o documento principal;
 - Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.

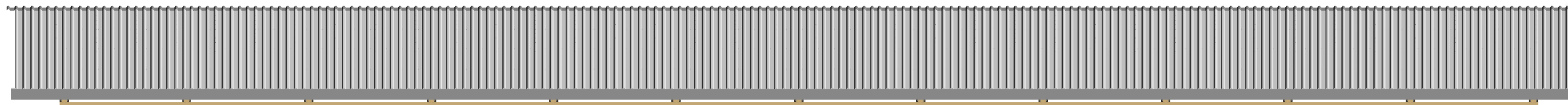
TÍTULO: Apêndice C.4 - Modelagem da cobertura em madeira C40	USP Universidade de São Paulo
ESTUDANTE: Henrique Catolia Fonseca	
ORIENTADOR: Prof. Francisco Antonio Rocco Lahr	FOLHA: A1 /001
ASSUNTO: A plataforma BIM e sua aplicação na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.	
DATA: 15/09/2021	ESCALA:



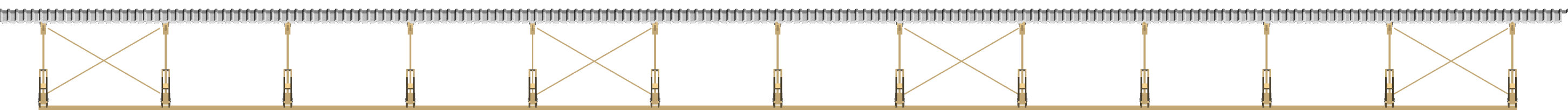
2 Vista superior da cobertura
1:100



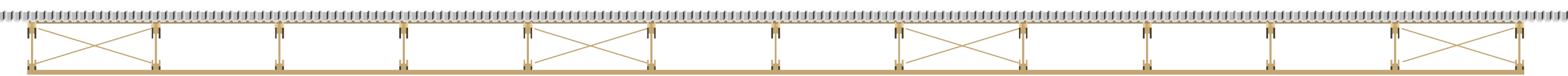
3 Vista inferior da cobertura
1:100



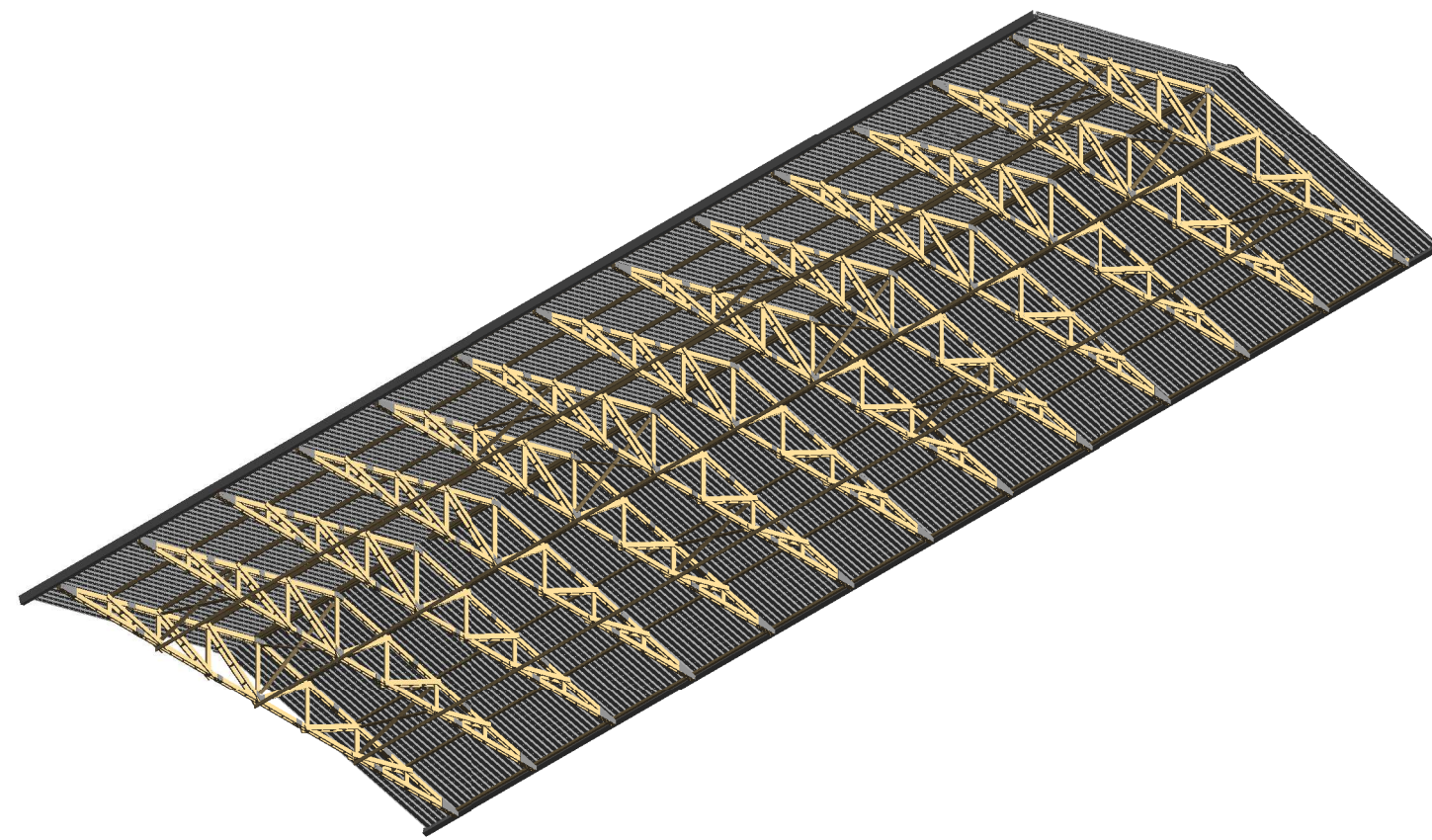
4 Vista lateral da cobertura
1:100



5 Detalhe do contraventamento do montante central
1:100

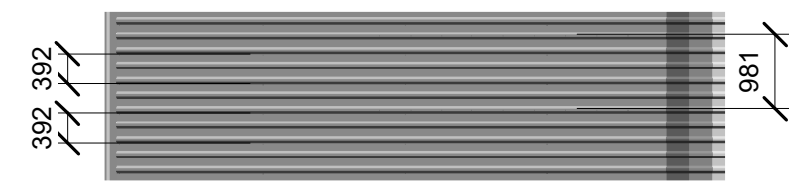


6 Detalhe do contraventamento do montante do 1º e 3º quartis
1:100

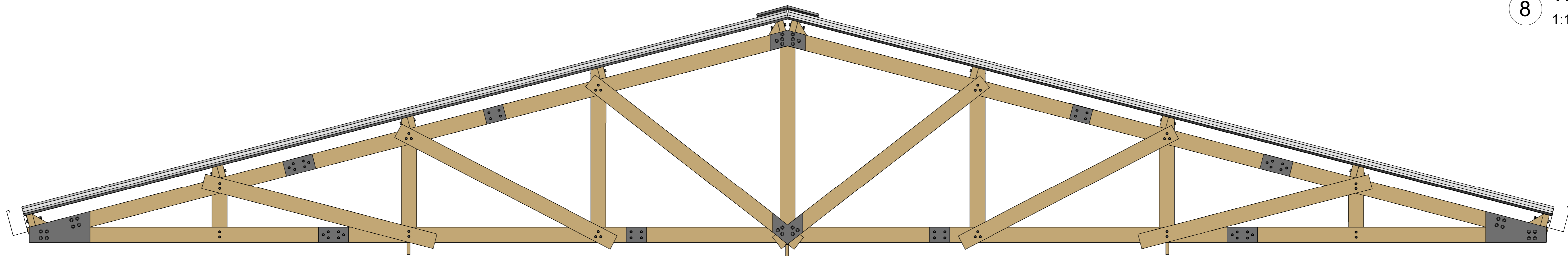


7 Vista isométrica inferior da cobertura
1:200

- NOTAS
1. Cotas em milímetros;
 2. Ligações especificadas compostas por parafusos de aço de resistência $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$;
 3. Barras das treliças e terças compostas de madeira serrada classe C60;
 4. Cobrejuntas especificadas compostas por chapas de aço ASTM A36;
 5. Barras de rigidez compostas de madeira serrada classe C20;
 6. Para consultar as dimensões e detalhes especificados, ver Apêndices B.1 e B.5;
 7. Para consultar as dimensões e especificações das calhas e telhas especificadas, ver o documento principal;
 8. Para consultar os procedimentos de cálculo referentes ao dimensionamento e verificação dos elementos estruturais, ver Apêndice B.



8 Vista superior da fixação das telhas
1:100



1 Seção transversal da cobertura
1:25

TÍTULO: Apêndice C.5 - Modelagem da cobertura em madeira C60		 Universidade de São Paulo
ESTUDANTE: Henrique Catolia Fonseca		
ORIENTADOR: Aprovador		
ASSUNTO: A plataforma BIM e sua aplicação na avaliação do ciclo de vida para projetos estruturais em madeira e em aço, análise e estudo de caso.		FOLHA: A1 /001
DATA: 08/28/21		ESCALA:

APÊNDICE D – Memorial de cálculo – Orçamentação das coberturas projetadas através do *plug-in* OrçaBIM®

D.1 IMPLEMENTAÇÃO DO *PLUG-IN* E SELEÇÃO DAS COMPOSIÇÕES

Tendo instalado o programa OrçaBIM® nos modelos gerados através do Autodesk Revit®, foi necessário iniciar um novo orçamento para cada cobertura analisada. Durante esta etapa, foi adotado que os cálculos seriam realizados considerando os preços sem desoneração, ou seja, incorporando a contribuição previdenciária de 20% sobre a folha de pagamento, e o truncamento de todos os cálculos em duas casas decimais, de acordo com o padrão definido pelo Tribunal de Contas da União, conforme explicado pelo *software*.

A seguir, foi necessário identificar que bancos de dados para orçamentação seriam considerados. Em vista do fato das coberturas em estudo terem sido projetadas para ser implantadas no município de São Carlos/SP, foram selecionados os bancos associados ao estado de São Paulo ou à região do interior paulista. Estes foram apresentados por meio da Tabela 1.

Em posse destes, foram destacados aqueles cujas composições fossem de divulgação pública. Estes foram o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e o da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras da cidade de São Paulo (SIURB), fornecidos pela Caixa Econômica Federal e Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e pela Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras da cidade de São Paulo, respectivamente. Cabe ressaltar que o Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), ao ser voltado para obras de infraestrutura de transportes, foi descartado como fonte de composições. No entanto, foi considerado nos processos de busca de insumos.

Tabela 1: Bancos de dados para orçamentação considerados para as coberturas propostas.

Banco de dados	Estado / Região	Data base
SINAPI	SP	09/2021
SBC	Ribeirão Preto / SP	10/2021
CPOS	SP	08/2021
FDE	SP	07/2021
SIURB	SP	01/2021
SICRO	SP	04/2021

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na sequência, foi necessário determinar as composições de preços presentes nos bancos escolhidos que melhor descrevessem os elementos modelados, em conjunto com os

equipamentos e mão de obra necessários para a execução destes. Durante este processo, foram encontradas diversas composições que, a fim de orçar as estruturas em estudo da forma mais precisa possível, foram filtradas a partir dos critérios listados a seguir.

- Para os elementos componentes do sistema estrutural, ou seja, aqueles dimensionados nos Apêndices A e B, seria necessário incluir seu fornecimento, transporte interno na obra e instalação;
- Para os elementos do sistema de vedação, ou seja, as telhas termoacústicas, as calhas, os rufos e as cumeeiras, seria necessário incluir seu fornecimento, transporte interno na obra e instalação. Entretanto, foi considerado que os rufos e as cumeeiras poderiam ser transportadas e instaladas sem uso de equipamentos;
- A fim de considerar o processo de desmonte e fim-de-vida das coberturas, foi considerada a retirada de seus componentes, focando naquelas que especificassem a retirada do material e não sua demolição e posterior perda;
- Não foram inseridas composições referentes ao transporte dos materiais, equipamentos e mão de obra para o local, aos serviços preliminares necessários à execução do empreendimento, à construção dos demais elementos estruturais não projetados e ao uso e manutenção das coberturas no decorrer de sua vida útil. Esta adoção foi realizada tendo em vista a complexidade destes processos, desconsiderados no escopo do presente trabalho.

Considerando estas premissas, foram determinadas composições que se adequaram à maioria dos elementos presentes no escopo tratado, como consequência da semelhança de suas descrições com as definições realizadas no decorrer deste trabalho. Estas foram apresentadas por meio das Tabelas 2 a 9.

Tabela 2: Composição de custo unitário adotada para o contraventamento da cobertura metálica.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/kg
100767	Contraventamento com cantoneiras de aço, abas iguais, com conexões parafusadas, inclusos mão de obra, transporte e içamento utilizando talha manual, para edifícios de até 2 pavimentos - fornecimento e instalação. AF_01/2020_p	kg	-	-	17,49
442 ¹	Parafuso frances m16 em aço galvanizado, comprimento = 45 mm, diâmetro = 16 mm, cabeça abaulada	un	0,1580	4,40	0,69
1330 ²	Chapa de aço grossa, ASTM A36, e = 1/4 " (6,35 mm) 49,79 kg/m2	kg	0,1260	14,66	1,84
4777 ³	Cantoneira aço abas iguais (qualquer bitola), espessura entre 1/8" e 1/4"	kg	1,0000	10,37	10,37
88240	Ajudante de estrutura metálica com encargos complementares	h	0,0222	19,00	0,42
88278	Montador de estrutura metálica com encargos complementares	h	0,1430	22,28	3,18
100716	Jateamento abrasivo com granalha de aço em perfil metálico em fábrica. AF_01/2020	m²	0,0285	25,66	0,73
100719	Pintura com tinta alquídica de fundo (tipo zarcão) pulverizada sobre perfil metálico executado em fábrica (por demão). AF_01/2020_p	m²	0,0285	9,30	0,26

¹: Como não foi especificada a ligação dos elementos de contraventamento, os elementos recomendados foram considerados adequados;

²: Ainda que a chapa não corresponda àquela especificada para a cobertura metálica (espessura de 8 mm), adotou-se que a diferença no custo unitário por kg entre estas seria desprezível;

³: O contraventamento detalhado foi composto por cabos de aço e cantoneiras. No entanto, em vista da ausência de valores para aqueles nas bases consideradas, foi adotado que seus custos unitários por kg seriam semelhantes.

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO.

Tabela 3: Composição de custo unitário adotada para as calhas das coberturas projetadas.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m
94228	Calha em chapa de aço galvanizado número 24, desenvolvimento de 50 cm, incluso transporte vertical. AF_07/2019	m	-	-	112,68
142	Selante elastico monocomponente a base de poliuretano (pu) para juntas diversas	310ml	0,0810	30,88	2,50
5061	Prego de aço polido com cabeça 18 x 27 (2 1/2 x 10)	kg	0,0130	17,87	0,23
5104	Rebite de alumínio vazado de repuxo, 3,2 x 8 mm (1kg = 1025 unidades)	kg	0,0024	66,57	0,15
13388	Solda em barra de estanho-chumbo 50/50	kg	0,0900	155,63	14,00
40783 ¹	Calha quadrada de chapa de aço galvanizada num 24, corte 50 cm	m	1,0500	76,19	79,99
88316	Servente com encargos complementares	h	0,3710	21,85	8,10
88323	Telhadista com encargos complementares	h	0,2770	25,29	7,00
93281	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chp diurno. AF_03/2016	CHP ²	0,0132	23,44	0,30
93282	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chi diurno. AF_03/2016	CHI ²	0,0183	22,65	0,41

¹: A calha adotada possui corte de 65,0 cm. Assim, diante das opções disponíveis, este insumo foi considerado suficiente, dado que não impactaria na análise comparativa entre coberturas;

²: CHP = Consumo Horário Produtivo; CHI = Consumo Horário Improdutivo.

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO.

Tabela 4: Composição de custo unitário adotada para as telhas termoacústicas das coberturas projetadas.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m²
94216	Telhamento com telha metálica termoacústica e = 30 mm, com até 2 águas, incluso içamento. AF_07/2019	m²	-	-	282,80
11029	Haste reta para gancho de ferro galvanizado, com rosca 1/4" x 30 cm para fixação de telha metálica, inclui porca e arruelas de vedação	un	4,1500	1,83	7,59
40740	Telha galvalume com isolamento termoacustico em espuma rígida de poliuretano (pu) injetado, espessura de 30 mm, densidade de 35 kg/m³, com duas faces trapezoidais, acabamento natural (não inclui acessórios de fixação)	m²	1,1460	237,71	272,41
88316	Servente com encargos complementares	h	0,0620	21,85	1,35
88323	Telhadista com encargos complementares	h	0,0560	25,29	1,41
93281	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chp diurno. AF_03/2016	CHP	0,0009	23,44	0,02
93282	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chi diurno. AF_03/2016	CHI	0,0012	22,65	0,02

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO.

Tabela 5: Composição de custo unitário adotada para os rufos da cobertura metálica.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m
101134	Rufo em chapa de aço galvanizado n.24 - desenvolvimento 100cm	m	-	-	148,50
02035	Encanador (sgsp)	h	0,8500	23,25	19,76
02036	Ajudante de encanador (sgsp)	h	0,8500	18,27	15,52
17525	Prego 18 x 27 zincado	kg	0,2000	17,29	3,45
78878 ¹	Rufo em chapa de aço galvanizado n.24 - corte 100cm	m	1,0500	104,55	109,77

¹: Como o rufo adotado possui corte de 97 cm, o insumo foi considerado adequado.

Fonte: SIURB - Tabelas de Custos Data-Base Janeiro de 2021 SEM DESONERAÇÃO – Composições de Custos para Edificações.

Tabela 6: Composição de custo unitário adotada para as cumeeiras das coberturas projetadas.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m
060294	Cumeeira trapezoidal em aço galvanizado esp=0,5mm, revestimento b, h=40mm, l=0,60 m	m	-	-	59,29
02099	Servente (sgsp)	h	0,1000	18,22	1,82
02224	Pedreiro de acabamento (sgsp)	h	0,1000	29,51	2,95
16430	Cumeeira aço galv. trapezoidal e=0,5mm - h=40mm - l=0,60m rev.b	m	1,1000	49,06	53,96
17041	Parafuso auto perfurante 12 4 x 3/4" tipo traxx com conjunto de vedação	un	2,0000	0,28	0,56

Fonte: SIURB - Tabelas de Custos Data-Base Janeiro de 2021 SEM DESONERAÇÃO – Composições de Custos para Edificações.

Tabela 7: Composição de custo unitário adotada para a retirada de calhas e rufos das coberturas projetadas.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m
106032	Retirada de calhas, rufos ou rincões em chapa metálica	m	-	-	5,81
02035	Encanador (sgsp)	h	0,2500	23,25	5,81

Fonte: SIURB - Tabelas de Custos Data-Base Janeiro de 2021 SEM DESONERAÇÃO – Composições de Custos para Edificações.

Tabela 8: Composição de custo unitário adotada para a retirada da estrutura da coberturas metálica.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m
066008	Retirada de estrutura metálica inclusive perfis de fixação	kg	-	-	1,75
15506	Retirada de estrutura metálica inclusive perfis de fixação	kg	1,0000	1,75	1,75

Fonte: SIURB - Tabelas de Custos Data-Base Janeiro de 2021 SEM DESONERAÇÃO – Composições de Custos para Edificações.

Tabela 9: Composição de custo unitário adotada para a retirada da estrutura das coberturas em madeira.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un	R\$/m²
066006	Retirada de estrutura de madeira com tesouras - para telha ondulada de cimento amianto, alumínio ou plástico	m²	-	-	16,62
02013	Carpinteiro (sgsp)	h	0,4000	22,40	8,96
02014	Ajudante de carpinteiro (sgsp)	h	0,4000	19,15	7,66

Fonte: SIURB - Tabelas de Custos Data-Base Janeiro de 2021 SEM DESONERAÇÃO – Composições de Custos para Edificações.

Observando as composições selecionadas foi possível observar que, entre os bancos considerados, aquelas referentes ao fim-de-vida de estruturas de cobertura foram escassas. Assim, optou-se por considerar as que melhor representassem os elementos modelados, ainda que não o fizessem de forma exata.

Por outro lado, as composições existentes associadas aos sistemas estruturais, com exceção do contraventamento para a estrutura metálica, foram descartadas, por motivo dos coeficientes de consumo de material ou os insumos especificados não representarem adequadamente os projetos desenvolvidos. Desta forma, considerando o fato de terem sido realizados os detalhamentos e levantamento de quantitativos para cada cobertura, optou-se por adaptar estas composições, empregando os critérios para cada caso conforme explicado a seguir.

D.2 SELEÇÃO DAS COMPOSIÇÕES A ADAPTAR E SEUS INSUMOS

Em primeiro lugar, foi necessário escolher as composições de preços que representassem mais adequadamente os elementos a serem orçados. Assim, de acordo com os critérios apresentados no tópico D.1, foram selecionadas as composições dispostas nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10: Composição de custo unitário selecionada para a estrutura da cobertura metálica.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un
100778	Estrutura treliçada de cobertura, tipo Fink, com ligações parafusadas, inclusos perfis metálicos, chapas metálicas, mão de obra e transporte com guindaste - fornecimento e instalação. AF_01/2020_P	kg		
442 ¹	Parafuso francês m16 em aço galvanizado, comprimento = 45 mm, diametro = 16 mm, cabeça abaulada	un	0,0030	4,40
1333 ²	Chapa de aço grossa, ASTM A36, e = 1/2 " (12,70 mm) 99,59 kg/m2	kg	0,0059	14,79
4777	Cantoneira aço abas iguais (qualquer bitola), espessura entre 1/8" e 1/4"	kg	0,4376	10,37
10966 ³	Perfil "U" de aço laminado, "U" 152 x 15,6	kg	0,5188	11,80
88240	Ajudante de estrutura metálica com encargos complementares	h	0,0009	19,00
88278	Montador de estrutura metálica com encargos complementares	h	0,0050	22,28
93287	Guindaste hidráulico autopropelido, com lança telescópica 40 m, capacidade máxima 60 t, potência 260 kW - CHP diurno. AF_03/2016	CHP	0,0007	403,79
93288	Guindaste hidráulico autopropelido, com lança telescópica 40 m, capacidade máxima 60 t, potência 260 kW - CHI diurno. AF_03/2016	CHI	0,0006	126,68
100716	Jateamento abrasivo com granalha de aço em perfil metálico em fábrica. AF_01/2020	m ²	0,0079	25,66
100719	Pintura com tinta alquídica de fundo (tipo zarcão) pulverizada sobre perfil metálico executado em fábrica (por demão). AF_01/2020_P	m ²	0,0079	9,30

¹: Em vista da ausência de insumos equivalentes aos parafusos especificados no projeto, foi considerado que aqueles recomendados seriam adequados;

²: Ainda que a chapa não corresponda àquela especificada para a cobertura metálica (espessura de 8 mm), adotou-se que a diferença no custo unitário por kg entre estas seria desprezível;

³: As terças da cobertura metálica foram detalhadas como sendo em perfis U 152 x 12,2. No entanto, dada a ausência deste insumo nas bases de dados consideradas, adotou-se que a diferença no custo unitário por kg entre estas seria desprezível.

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO.

Tabela 11: Composição de custo unitário selecionada para a estrutura das coberturas em madeira.

Código	Descrição	Un.	Coef.	R\$/un
92543 ¹	Trama de madeira composta por terças para telhados de até 2 águas para telha ondulada de fibrocimento, metálica, plástica ou termoacústica, incluso transporte vertical. AF_07/2019	m ²		
4425	Viga nao aparelhada *6 x 12* cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioa – bruta	m	0,6340	29,61
40568	Prego de aço polido com cabeça 22 x 48 (4 1/4 x 5)	kg	0,0300	18,31
88239	Ajudante de carpinteiro com encargos complementares	h	0,0650	21,10
88262	Carpinteiro de formas com encargos complementares	h	0,1180	25,29
93281	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - CHP diurno. AF_03/2016	CHP ¹	0,0046	23,44
93282	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - CHI diurno. AF_03/2016	CHI ²	0,0064	22,65

¹: Como consequência dos critérios para a seleção das composições, esta composição foi selecionada ainda que seu escopo fosse apenas o conjunto de terças das coberturas em madeira.

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO.

Em posse destas, foram identificados os insumos faltantes que deveriam ser inseridos a fim de representar, com maior fidelidade, os projetos analisados. Desta forma, foi constatada a necessidade de incluir parafusos, ao em vez de pregos, e chapas de aço na composição das coberturas em madeira, enquanto que a metálica foi considerada como suficientemente detalhada. Desta forma, foram selecionados os insumos adicionais apresentados através da Tabela 12.

Tabela 12: Insumos adicionais para a composição de custo unitário da estrutura das coberturas em madeira.

Código	Descrição	Un.	R\$/un
4344 ¹	Parafuso frances metrico zincado, diametro 12 mm, comprimento 150 mm, com porca sextavada e arruela de pressao media	un	14,69
1333	Chapa de aco grossa, ASTM A36, e = 1/2 " (12,70 mm) 99,59 kg/m2	kg	14,79

¹: Em vista da ausência de insumos equivalentes aos parafusos especificados no projeto, foram considerados os mais próximos quanto ao diâmetro.

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO.

Por outro lado, em vista do fato das coberturas em madeira terem sido projetadas considerando madeiras com diversas classes de resistência, foram procurados elementos de espécies arbóreas que poderiam representar as adoções realizadas no Apêndice B. Assim, foram identificados os itens dispostos na Tabela 13.

Tabela 13: Insumos associados a elementos em madeira identificados.

Banco	Código	Descrição	Un.	R\$/un
SINAPI	4425	Viga nao aparelhada *6 x 12* cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioao – bruta	m	29,61
SINAPI	4472	Viga nao aparelhada *6 x 16* cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioao – bruta	m	36,99
SINAPI	4400	Caibro nao aparelhado, *6 x 8* cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioao – bruta	m	22,28
SINAPI	4415	Sarrafo nao aparelhado 2,5 x 5 cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioao – bruta	m	5,29
SINAPI	6193	Tabua nao aparelhada *2,5 x 20* cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioao – bruta	m	19,78
SINAPI	4430	Caibro nao aparelhado *5 x 6* cm, em maçaranduba, angelim ou equivalente da regioao - bruta	m	14,00
SINAPI	4491 ¹	Pontalete *7,5 x 7,5* cm em pinus, mista ou equivalente da regioao – bruta	m	7,25
SIURB	15516	Peroba do norte (cupiúba) - viga de 6 x 16 cm - bruta	m	46,20
SIURB	15515	Peroba do norte (cupiúba) - viga de 6 cm x 12 cm - bruta	m	34,60
SIURB	11066 ¹	Pinus - sarrafo de 1" x 4" - bruto	m	1,99
SIURB	15510	Madeiramento de peroba do norte (cupiúba) p/ telhado	m ³	4.805,25
SIURB	21051	Sarrafo de cedrinho 5x2.5cm - bruto	m	3,00
SIURB	21053 ²	Ripa de imbuia 3,5 x 1,5 cm	m	3,20
SICRO	M0998 ³	Madeira estrutural de eucalipto	m ³	1.110,00
SICRO	M1662	Suporte em madeira de eucalipto tratado - seção de 8 x 8 cm	m	13,77

¹: No desenvolvimento dos projetos de cobertura em madeira foi adotado o uso de dicotiledôneas. Assim, o emprego do pinus foi descartado;

²: Em vista de sua classificação como espécie ameaçada de extinção, a madeira de imbuia foi desconsiderada;

³: Considerando a eficiência do processo de desdobro do eucalipto, foi considerado que este item corresponde ao material bruto e, portanto, não representa adequadamente seu custo para fins estruturais.

Fonte: SINAPI - Relatório de Insumos e Composições SP – SET/21 - SEM DESONERAÇÃO, SIURB - Tabelas de Custos Data-Base Janeiro de 2021 SEM DESONERAÇÃO – Arquivos gerais – Insumos e SICRO – Relatório Sintético de Materiais SP ABR/2021.

Observando estes insumos, foi possível identificar a necessidade de determinar seus preços unitários por unidade de volume, como consequência da não correspondência das seções transversais apresentadas com àquelas especificadas no Apêndice B. Assim, por simplificação, foi determinado o custo unitário médio por volume associado a cada espécie analisada, empregando-se as equações (1) e (2). Cabe mencionar que apenas os insumos orçados por unidade de comprimento ou volume foram considerados.

$$CU_{vol} = \frac{CU_{comp}}{b_{peça} h_{peça}} \quad (1)$$

$$CU_{esp} = \frac{\sum_{i=1}^n CU_{vol,i}}{n} \quad (2)$$

Onde:

CU_{vol} : custo unitário da peça por unidade de volume (R\$/m³);

CU_{comp} : custo unitário da peça por unidade de comprimento (R\$/m);

$b_{peça}$: largura da seção transversal da peça (m);

$h_{peça}$: altura da seção transversal da peça (m);

CU_{esp} : custo unitário médio da espécie por volume de madeira (R\$/m³);

n : número de peças de dimensões distintas consideradas.

A partir deste equacionamento, foram empregados os parâmetros e obtidos os resultados que constam na Tabela 14.

Tabela 14: Cálculo do custo unitário por volume das espécies arbóreas identificadas.

Espécie arbórea	C_{comp} (R\$/m)	$b_{peça}$ (m)	$h_{peça}$ (m)	C_{vol} (R\$/m³)	C_{esp} (R\$/m³)
Maçaranduba/Argelin	29,61	0,06	0,12	4.112,50	4.243,65
	36,99	0,06	0,16	3.853,13	
	22,28	0,06	0,08	4.641,67	
	5,29	0,025	0,05	4.232,00	
	19,78	0,025	0,20	3.956,00	
	14,00	0,05	0,06	4.666,67	
Cupiúba	46,20	0,06	0,16	4.812,50	4.807,77
	34,60	0,06	0,12	4.805,56	
	-	-	-	4.805,25	
Cedrinho	3,00	0,025	0,05	2.400,00	2.400,00
Eucalipto	13,77	0,08	0,08	2.151,56	2.151,56

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir, a fim de determinar as propriedades associadas a estas espécies foram consultadas as Tabelas E.1 e E.2 da norma brasileira ABNT NBR 7190:1997. Assim, foi possível caracterizar as espécies apresentadas conforme disposto na Tabela 15.

Tabela 15: Propriedades das espécies identificadas.

Nome comum	Nome científico	$\rho_{ap,12\%}$ (kg/m ³)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (MPa)	f_{t90} (MPa)	f_v (MPa)	E_{c0} (MPa)	n
Angelim araroba	<i>Vataireopsis araroba</i>	668	50,5	69,2	3,1	7,1	12.876	15
Angelim ferro	<i>Hymenolobium spp</i>	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20.827	20
Angelim pedra	<i>Hymenolobium petraeum</i>	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12.912	39
Angelim pedra verdadeiro	<i>Dinizia excelsa</i>	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16.694	12
Maçaranduba ¹	<i>Manilkara spp</i>	1143	82,9	138,5	5,4	14,9	22.733	12
Cupiúba	<i>Goupia glabra</i>	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13.627	33
Quarubarana (Cedrinho)	<i>Erismia uncinatum</i>	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9067	11
E. Grandis ²	<i>Eucalyptus grandis</i>	640	40,3	70,2	2,6	7	12813	103
E. Saligna ²	<i>Eucalyptus saligna</i>	731	46,8	95,5	4	8,2	14933	67

¹: Considerando que as diversas espécies de angelim possuem propriedades notoriamente diferentes, optou-se por considerar os parâmetros associados à maçaranduba para a classe composta por estas;

²: Em decorrência dos bancos de dados serem locais ao estado de São Paulo, foram consideradas as espécies de eucalipto *grandis* e *saligna*. Assim, os parâmetros associados à classe de eucalipto foi determinada como a média destas espécies.

Fonte: Tabelas E.1 e E.2 da ABNT NBR 7190:1997.

Analisando as propriedades obtidas, foram observados os custos unitários apresentados na Tabela 14. Desta forma, foi possível concluir que, ainda que as propriedades mecânicas disponibilizadas pela norma brasileira ABNT NBR 7190:1997 para a madeira de cupiúba sejam inferiores às da maçaranduba, seu custo unitário foi superior. Esta ocorrência repete-se entre o cedrinho e o eucalipto.

Considerando estas informações, principalmente a massa específica aparente $\rho_{ap,12\%}$ e o módulo de elasticidade E_{c0} , foi possível associar as espécies disponíveis às classes de resistência da madeira de dicotiledôneas, conforme definidas na Tabela 9 do documento normativo supracitado. Os resultados obtidos foram ilustrado através da Tabela 16.

Tabela 16: Correspondência das espécies identificadas com as classes de resistência da ABNT NBR 7190:1997.

Classe	Espécie selecionada	$\rho_{ap,12\%}$ (kg/m ³)		$f_{c0,k}$ (MPa)		$f_{v,k}$ (MPa)		E_{c0} (MPa)	
		Esperado	Efetivo	Esperado	Efetivo	Esperado	Efetivo	Esperado	Efetivo
C20	Eucalipto	650	686	20.0	43,6	4.0	7,6	9.500	13.873
C30	Eucalipto	800	686	30.0	43,6	5.0	7,6	14.500	13.873
C40	Maçaranduba	950	1.143	40.0	82,9	6.0	14,9	19.500	22.733
C60	Maçaranduba	1.000	1.143	60.0	82,9	8.0	14,9	24.500	22.733

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, para o custeio das coberturas em madeira foi considerada a utilização de eucalipto, para as classes C20 e C30, e maçaranduba, para as classes C40 e C60.

D.3 CÁLCULO DOS COEFICIENTES PARA AS COMPOSIÇÕES ADAPTADAS

Definidos os insumos que iriam compor as composições a serem adaptadas, foi necessário calcular os coeficientes de consumo destes. Com esta finalidade, foi formulado um conjunto de critérios a ser seguido para representar da forma mais precisa os custos dos projetos produzidos.

- As treliças são construídas no solo e içadas como elementos únicos, de modo que os elementos que as compõem são elevados simultaneamente;
- O período de funcionamento dos equipamentos pode ser considerado proporcional à carga levantada, ou seja, que a relação tempo/kg é constante e igual à tabelada nos bancos escolhidos;
- O período de trabalho da mão de obra pode ser considerada proporcional à massa de material a ser trabalhada, ou seja, que a relação tempo/kg é constante e igual à tabelada nos bancos escolhidos;
- Os parafusos empregados nas ligações possuem massa suficientemente pequena, de modo que podem ser desconsiderados dentre os elementos a serem içados;
- A superfície dos elementos modelados, por simplificação, pode ser considerada proporcional à massa destes, ou seja, que a relação superfície/kg é constante e igual à tabelada nos bancos escolhidos.

Na sequência, foi necessário determinar as constantes associadas à mão de obra e aos equipamentos especificados pelas composições escolhidas, considerando a massa total dos elementos apresentados na composição. Para este fim, foram empregadas as equações (3) a (6).

$$coef_{est0,aço} = \sum coef_{est0,aço,i} \quad (3)$$

$$coef_{est0,mad} = coef_{mad0,mad} \quad (4)$$

$$c_{j,aço} = \frac{coef_{j0,aço}}{coef_{est0,aço}} \quad (5)$$

$$c_{j,mad} = \frac{coef_{j0,mad}}{coef_{est0,mad} \rho_0} \quad (6)$$

Onde:

$coef_{est0,aço}$: coeficiente total dos elementos estruturais da cobertura em aço na composição original (kg,aço/kg,estrutura);

$coef_{est0,aço,i}$: coeficiente do elemento estrutural i da cobertura em aço na composição original (kg,aço/kg,estrutura);

$coef_{est0,mad}$: coeficiente total dos elementos estruturais das coberturas em madeira na composição original (m³,madeira/m²,cobertura);

$coef_{mad0,mad}$: coeficiente total da madeira das coberturas em madeira na composição original (m³,madeira/m²,cobertura);

$c_{j,aço}$: constante da mão de obra ou equipamento j para a cobertura em aço na composição original (un/kg,aço);

$coef_{j0,aço}$: coeficiente da mão de obra ou equipamento j para a cobertura em aço na composição original (un/kg,estrutura);

$c_{j,mad}$: constante da mão de obra ou equipamento j para as coberturas em madeira na composição original (un/kg,madeira);

$coef_{j0,mad}$: coeficiente da mão de obra ou equipamento j para as coberturas em madeira na composição original (un/m²,cobertura);

ρ_0 : massa específica da madeira considerada na composição original (kg,madeira/m³,madeira).

A seguir, foi possível determinar os coeficientes a serem considerados para os insumos, mão de obra e equipamentos correspondentes a cada composição a ser adaptada. Estes foram calculados através das equações (7) a (15).

$$coef_{est1,aço,i} = \frac{m_{est1,aço,i}}{m_{est1,aço}} \quad (7)$$

$$coef_{est1,aço} = \sum coef_{est1,aço,i} \quad (8)$$

$$coef_{j1,aço} = c_{j,aço} coef_{est1,aço} \quad (9)$$

$$coef_{par1,aço} = \frac{n_{par1,aço}}{m_{est1,aço}} \quad (10)$$

$$coef_{mad1,mad} = \frac{V_{mad1,mad}}{A_{cob,mad}} \quad (11)$$

$$coef_{ch1,mad} = \frac{m_{ch1,mad}}{A_{cob,mad}} \quad (12)$$

$$coef_{est1,mad} = coef_{mad1} \rho_1 + coef_{ch1,mad} \quad (13)$$

$$coef_{j1, mad} = c_{j, mad} coef_{est1, mad} \quad (14)$$

$$coef_{par1, mad} = \frac{n_{par1, mad}}{A_{cob, mad}} \quad (15)$$

Onde:

$coef_{est1, aço, i}$: coeficiente do elemento estrutural i da cobertura em aço na composição adaptada (kg,aço/kg,estrutura);

$m_{est1, aço, i}$: massa do elemento estrutural i da cobertura em aço (kg,aço);

$m_{est1, aço}$: massa total dos elementos estruturais da cobertura em aço (kg,estrutura);

$coef_{est1, aço}$: coeficiente total dos elementos estruturais da cobertura em aço na composição adaptada (kg,aço/kg,estrutura);

$coef_{j1, aço}$: coeficiente da mão de obra ou equipamento j para a cobertura em aço na composição adaptada (un/kg,estrutura).

$coef_{par1, aço}$: coeficiente total dos parafusos da cobertura em aço na composição adaptada (n,parafusos/kg,estrutura);

$n_{par1, aço}$: número de parafusos para a estrutura da cobertura em aço;

$coef_{mad1, mad}$: coeficiente total da madeira das coberturas em madeira na composição adaptada (m³,madeira/m²,cobertura);

$V_{mad1, mad}$: volume total de madeira dos elementos estruturais das coberturas em madeira (m³,madeira);

$A_{cob, mad}$: área coberta pelas estruturas em madeira (m²,cobertura);

$coef_{ch1, mad}$: coeficiente total das chapas das coberturas em madeira na composição adaptada (kg,aço/m²,cobertura);

$m_{ch1, mad}$: massa das chapas das coberturas em madeira (kg,aço);

$coef_{est1, mad}$: coeficiente total dos elementos estruturais das coberturas em madeira na composição adaptada (kg,estrutura/m²,cobertura);

$coef_{j1, mad}$: coeficiente da mão de obra ou equipamento j para as coberturas em madeira na composição adaptada (un/kg,estrutura);

ρ_1 : massa específica da madeira considerada na composição adaptada (kg,madeira/m³,madeira);

$coef_{par1, mad}$: coeficiente total dos parafusos das coberturas em madeira na composição adaptada (n,parafusos/m²,cobertura);

$n_{par1, mad}$: número de parafusos para as estruturas das coberturas em madeira.

A partir desta formulação, considerando os coeficientes definidos nas Tabelas 10 e 11 e observando o fato da madeira considerada na composição original ser maçaranduba e, portanto, $\rho_0 = 1.143 \text{ kg, mad/m}^3, \text{mad}$, foi possível determinar os coeficientes para as coberturas em estudo. Os parâmetros empregados e os resultados obtidos constam nas Tabelas 17 a 19.

Tabela 17: Cálculo dos coeficientes para a composição dos elementos estruturais da cobertura em aço.

Descrição	Un.	$coef_{est0,i}$ $\left(\frac{\text{kg, aço}}{\text{kg, est}}\right)$	$coef_{j0}$ $\left(\frac{\text{un}}{\text{kg, est}}\right)$	c_j $\left(\frac{\text{un}}{\text{kg, aço}}\right)$	$m_{est1,i}$ $\left(\frac{\text{kg, aço}}{n_{par1}}\right)$	$coef_{est1,i}$ $\left(\frac{\text{kg, aço}}{\text{kg, est}}\right)$	$coef_{j1}$ $coef_{par1}$ $\left(\frac{\text{un}}{\text{kg, est}}\right)$
Parafuso frances m16 em aço galvanizado, comprimento = 45 mm, diâmetro = 16 mm, cabeça abaulada	un	-	-	-	1.128	-	0,1315
Chapa de aço grossa, ASTM A36, e = 1/2 " (12,70 mm) 99,59 kg/m ²	kg	0,0059	-	-	150	0,0175	-
Cantoneira aço abas iguais (qualquer bitola), espessura entre 1/8" e 1/4"	kg	0,4376	-	-	3.854	0,4492	-
Perfil "U" de aço laminado, "U" 152 x 15,6	kg	0,5188	-	-	4.575	0,5333	-
Ajudante de estrutura metálica com encargos complementares	h	-	0,0009	0,0009	-	-	0,0009
Montador de estrutura metálica com encargos complementares	h	-	0,0050	0,0052	-	-	0,0052
Guindaste hidráulico autopropelido, com lança telescópica 40 m, capacidade máxima 60 t, potência 260 kW - CHP diurno. AF_03/2016	CHP	-	0,0007	0,0007	-	-	0,0007
Guindaste hidráulico autopropelido, com lança telescópica 40 m, capacidade máxima 60 t, potência 260 kW - CHI diurno. AF_03/2016	CHI	-	0,0006	0,0006	-	-	0,0006
Jateamento abrasivo com granelha de aço em perfil metálico em fábrica. AF_01/2020	m ²	-	0,0079	0,0082	-	-	0,0082
Pintura com tinta alquídica de fundo (tipo zarcão) pulverizada sobre perfil metálico executado em fábrica (por demão). AF_01/2020_p	m ²	-	0,0079	0,0082	-	-	0,0082

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 18: Cálculo dos coeficientes adaptados dos elementos estruturais das coberturas em madeira.

Classe	C20	C30	C40	C60
V_{mad1} (m ³ ,mad)	18,588	15,459	13,908	11,982
A_{cob} (m ² ,cob)	540,00	540,00	540,00	540,00
$coef_{mad1}$ (m ³ ,mad/m ² ,cob)	0,0344	0,0286	0,0258	0,0222
m_{ch1} (kg,aço)	1.288	1.256	1.256	1.153
$coef_{ch1}$ (kg,aço/m ² ,cob)	2,3852	2,3259	2,3259	2,1352
n_{par1} (un)	2.502	2.268	1.890	1.630
$coef_{par1}$ (un/m ² ,cob)	4,6333	4,2000	3,5000	3,0185
ρ_1 (kg,mad/m ³ ,mad)	686	686	1.143	1.143
$coef_{est1}$ (kg,est/m ² ,cob)	25,9988	21,9646	31,7645	27,4971

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 19: Cálculo dos coeficientes para a composição dos elementos estruturais das coberturas em madeira.

Descrição	Un.	$coef_{est0,i}^1$ $\left(\frac{m^3, mad}{m^3, cob}\right)$	$coef_{est0,i}\rho_0$ $\left(\frac{kg, mad}{kg, est}\right)$	$coef_{j0}$ $\left(\frac{un}{kg, est}\right)$	c_j $\left(\frac{un}{kg, mad}\right)$	$coef_{est1,i}$ $\left(\frac{kg, est}{m^3, cob}\right)$				$coef_{mad1} / coef_{ch1} /$ $coef_{j1} / coef_{par1}$ $\left(\frac{un}{m^2, cob}\right)$			
		C20	C30	C40	C60	C20	C30	C40	C60				
Parafuso frances metrico zincado, diametro 12 mm, comprimento 150 mm, com porca sextavada e arruela de pressao media	un	-	-	-	-	-	-	-	-	4,6333	4,2000	3,5000	3,0185
Madeira de eucalipto para elementos estruturais	m³	-	-	-	-	25,9988	21,9646	-	-	0,0344	0,0286	-	-
Madeira de maçaranduba para elementos estruturais	m³	0,0046	5,2176	-	-	-	-	31,7645	27,4971	-	-	0,0258	0,0222
Chapa de aço grossa, astm a36, e = 1/2 " (12,70 mm) 99,59 kg/m2	kg	-	-	-	-	-	-	-	-	2,3852	2,3259	2,3259	2,1352
Ajudante de carpinteiro com encargos complementares	h	-	-	0,0650	0,0125	-	-	-	-	0,3239	0,2736	0,3957	0,3426
Carpinteiro de formas com encargos complementares	h	-	-	0,1180	0,0226	-	-	-	-	0,5880	0,4967	0,7184	0,6219
Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chp diurno. Af_03/2016	CHP	-	-	0,0046	0,0009	-	-	-	-	0,0229	0,0194	0,0280	0,0242
Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chi diurno. Af_03/2016	CHI	-	-	0,0064	0,0012	-	-	-	-	0,0319	0,0269	0,0390	0,0337

¹: Insumo definido considerando o coeficiente original, igual a $0,6340 \frac{m, mad}{m^2, cob}$, multiplicado pela área do insumo original, ou seja, $0,06 \times 0,12 = 0,0072 m^2, mad$.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na sequência, em posse dos coeficientes estimados e calculados, foi possível calcular os custos unitários de cada composição adaptada. Com esta finalidade, foram consultadas tanto as composições originais como os bancos de dados previamente selecionados, a fim de identificar os custos unitários correspondentes aos insumos, mão de obra e equipamentos definidos. A seguir, foi empregada a equação (16), que permitiu determinar os custos de interesse.

$$CT_{comp} = \sum CU_{k,1} coef_{k,1} \quad (16)$$

Onde:

CT_{comp} : custo total da composição analisada (R\$/un,comp);

$CU_{k,1}$: custo unitário do insumo, mão de obra ou equipamento k (R\$/un,k);

$coef_{k,1}$: coeficiente total do insumo, mão de obra ou equipamento k na composição adaptada (un,k/un,comp).

Os parâmetros envolvidos e os resultados obtidos foram apresentados através das Tabelas 20 e 21.

Tabela 20: Composição de custo unitário adaptada para os elementos estruturais da cobertura em aço.

Código	Descrição	Un.	un/kg	R\$/un	R\$/kg
-	Estrutura de cobertura em aço com ligações parafusadas, inclusos perfis metálicos, chapas metálicas, mão de obra e transporte com guindaste - fornecimento e instalação – Adaptada	kg			12,52
442	Parafuso frances m16 em aço galvanizado, comprimento = 45 mm, diâmetro = 16 mm, cabeça abaulada	un	0,1315	4,40	0,57
1333	Chapa de aço grossa, ASTM A36, e = 1/2 " (12,70 mm) 99,59 kg/m ²	kg	0,0175	14,79	0,25
4777	Cantoneira aço abas iguais (qualquer bitola), espessura entre 1/8" e 1/4"	kg	0,4492	10,37	4,65
10966	Perfil "U" de aço laminado, "U" 152 x 15,6	kg	0,5333	11,80	6,29
88240	Ajudante de estrutura metálica com encargos complementares	h	0,0009	19,00	0,01
88278	Montador de estrutura metálica com encargos complementares	h	0,0052	22,28	0,11
93287	Guindaste hidráulico autopropelido, com lança telescópica 40 m, capacidade máxima 60 t, potência 260 kW - chp diurno. AF_03/2016	CHP	0,0007	403,79	0,29
93288	Guindaste hidráulico autopropelido, com lança telescópica 40 m, capacidade máxima 60 t, potência 260 kW - chi diurno. AF_03/2016	CHI	0,0006	126,68	0,07
100716	Jateamento abrasivo com granalha de aço em perfil metálico em fábrica. AF_01/2020	m ²	0,0082	25,66	0,21
100719	Pintura com tinta alquídica de fundo (tipo zarcão) pulverizada sobre perfil metálico executado em fábrica (por demão). AF_01/2020_p	m ²	0,0082	9,30	0,07

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 21: Composição adaptada dos elementos estruturais das coberturas em madeira.

Código	Descrição	Un.	un/m²				R\$/un	R\$/m²			
			C20	C30	C40	C60		C20	C30	C40	C60
-	Estrutura de cobertura em madeira com ligações parafusadas, inclusos chapas metálicas, mão de obra e transporte vertical - fornecimento e instalação – Adaptada	m²	-	-	-	-	-	200,34	177,07	223,13	194,33
4344	Parafuso frances metrico zincado, diametro 12 mm, comprimento 150 mm, com porca sextavada e arruela de pressao media	un	4,6333	4,2000	3,5000	3,0185	14,69	68,06	61,69	51,41	44,34
-	Madeira de eucalipto para elementos estruturais	m³	0,0344	0,0286	-	-	2.151,56	74,06	61,59	-	-
-	Madeira de maçaranduba para elementos estruturais	m³	-	-	0,0258	0,0222	4.243,65	-	-	109,29	94,16
1333	Chapa de aco grossa, ASTM A36, e = 1/2 " (12,70 mm) 99,59 kg/m2	kg	2,3852	2,3259	2,3259	2,1352	14,79	35,27	34,40	34,40	31,57
88239	Ajudante de carpinteiro com encargos complementares	h	0,3239	0,2736	0,3957	0,3426	21,10	6,83	5,77	8,34	7,22
88262	Carpinteiro de formas com encargos complementares	h	0,5880	0,4967	0,7184	0,6219	25,29	14,87	12,56	18,16	15,72
93281	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chp diurno. Af_03/2016	CHP	0,0229	0,0194	0,0280	0,0242	23,44	0,53	0,45	0,65	0,56
93282	Guincho elétrico de coluna, capacidade 400 kg, com moto freio, motor trifásico de 1,25 cv - chi diurno. Af_03/2016	CHI	0,0319	0,0269	0,0390	0,0337	22,65	0,72	0,61	0,88	0,76

Fonte: Elaborada pelo autor.

Finalmente, em posse de todas as composições de custos unitários julgadas pertinentes, foi possível estimar os custos totais correspondentes a cada cobertura projetada no presente documento por meio do *plug-in* escolhido. Com esta finalidade, foi empregada a equação (17).

$$CT_{cob} = \sum CT_{comp,i} Q_{comp,i} \quad (17)$$

Onde:

CT_{cob} : custo total da cobertura analisada (R\$);

$CT_{comp,i}$: custo total da composição i (R\$/un,comp);

$Q_{comp,i}$: quantidade da composição i na cobertura analisada (un,comp).

Assim, empregando esta formulação e considerando as quantidades levantadas através do *software* Autodesk® Revit®, foram construídas as Tabelas 22 e 23.

Tabela 22: Orçamento da cobertura metálica.

Item	Código	Banco	Descrição	Unidade	Quantidade	Custo Unitário (R\$/un)	Custo Total (R\$/kg)
1			Sistema estrutural				152.113,52
1.1	-	-	Estrutura de cobertura em aço com ligações parafusadas, inclusos perfis metálicos, chapas metálicas, mão de obra e transporte com guindaste - fornecimento e instalação – Adaptada	kg	8.579,00	12,52	107.409,08
1.2	100767	SINAPI	Contraventamento com cantoneiras de aço, abas iguais, com conexões parafusadas, inclusos mão de obra, transporte e içamento utilizando talha manual, para edifícios de até 2 pavimentos - fornecimento e instalação. AF_01/2020_p	kg	2.556,00	17,49	44.704,44
2			Sistema de vedação				180.970,54
2.1	94228	SINAPI	Calha em chapa de aço galvanizado número 24, desenvolvimento de 50 cm, incluso transporte vertical. AF_07/2019	m	75,00	112,68	8.451,00
2.2	94216	SINAPI	Telhamento com telha metálica termoacústica e = 30 mm, com até 2 águas, incluso içamento. AF_07/2019	m²	561,07 ¹	282,80	158.670,48
2.3	101134	SIURB	Rufo em chapa de aço galvanizado n.24 - desenvolvimento 100cm	m	78,00	148,50	11.583,00
2.4	60294	SIURB	Cumeeira trapezoidal em aço galvanizado esp=0,5mm, revestimento b, h=40mm, l=0,60 m	m	38,22 ¹	59,29	2.266,06
3			Fim da vida útil				15.902,18
3.1	66008	SIURB	Retirada de estrutura metálica inclusive perfis de fixação	kg	8.579,00	1,75	15.013,25
3.2	106032	SIURB	Retirada de calhas, rufos ou rincões em chapa metálica	m	153,00	5,81	888,93
Total do orçamento							348.986,24

¹: As dimensões apresentadas foram obtidas multiplicando os comprimentos totais das telhas e cumeeiras modeladas pela sua largura útil, igual a 980 mm.

Fonte: Elaborada pelo autor através do *plug-in* OrçaBIM.

Tabela 23: Orçamento das coberturas em madeira.

Item	Código	Banco	Descrição	Un.	Qtde.	Custo Unitário (R\$/un)				Custo Total (R\$/un)			
						C20	C30	C40	C60	C20	C30	C40	C60
1			Sistema estrutural							108.183,60	95.617,80	120.490,20	104.938,20
1.1	-	-	Estrutura de cobertura em madeira com ligações parafusadas, inclusos chapas metálicas, mão de obra e transporte vertical - fornecimento e instalação – Adaptada	m²	540,00	200,34	177,07	223,13	194,33	108.183,60	95.617,80	120.490,20	104.938,20
2			Sistema de vedação							178.534,06	178.534,06	178.534,06	178.534,06
2.1	94228	SINAPI	Calha em chapa de aço galvanizado número 24, desenvolvimento de 50 cm, incluso transporte vertical. AF_07/2019	m	77,00	112,68	112,68	112,68	112,68	8.676,36	8.676,36	8.676,36	8.676,36
2.2	94216	SINAPI	Telhamento com telha metálica termoacústica e = 30 mm, com até 2 águas, incluso içamento. Af_07/2019	m²	592,41 ¹	282,80	282,80	282,80	282,80	167.533,54	167.533,54	167.533,54	167.533,54
2.3	60294	SIURB	Cumeeira trapezoidal em aço galvanizado esp=0,5mm, revestimento b, h=40mm, l=0,60 m	m	39,20 ¹	59,29	59,29	59,29	59,29	2.324,16	2.324,16	2.324,16	2.324,16
3			Fim da vida útil							9.422,17	9.422,17	9.422,17	9.422,17
3.1	66006	SIURB	Retirada de estrutura de madeira com tesouras - para telha ondulada de cimento amianto, alumínio ou plástico	m²	540,00	16,62	16,62	16,62	16,62	8.974,80	8.974,80	8.974,80	8.974,80
3.2	106032	SIURB	Retirada de calhas, rufos ou rincões em chapa metálica	m	77,00	5,81	5,81	5,81	5,81	447,37	447,37	447,37	447,37
Total do orçamento										296.139,83	283.574,03	308.446,43	292.894,43

¹: As dimensões apresentadas foram obtidas multiplicando os comprimentos totais das telhas e cumeeiras modeladas pela sua largura útil, igual a 980 mm.

Fonte: Elaborada pelo autor através do *plug-in* OrçaBIM