

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NIKOLAS AVELAR DAMASCENO DE FARIA

ADAPTAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS METÁLICAS INDUSTRIAIS AOS
REQUISITOS DE PROJETO SISMORRESISTENTE: UM ESTUDO DE CASO
COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS NBR 8800 E AISC 360

Belo Horizonte

2026

NIKOLAS AVELAR DAMASCENO DE FARIA

**ADAPTAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS METÁLICAS INDUSTRIAIS AOS
REQUISITOS DE PROJETO SISMORRESISTENTE: UM ESTUDO DE CASO
COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS NBR 8800 E AISC 360**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil do Centro Federal de
Educação Tecnológica de Minas Gerais, do
Campus Nova Gameleira, como parte do
requisito para obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Orientadora: Renata Gomes Lanna da Silva

Belo Horizonte

2026

F224a Faria, Nikolas Avelar Damasceno de
Adaptação de projetos de estruturas metálicas industriais aos requisitos de projeto sismorresistente: um estudo de caso comparativo entre as normas NBR 8800 e AISC 360 / Nikolas Avelar Damasceno de Faria. – 2026.
106 f. : il., gráfs, tabs.

Trabalho de conclusão de curso apresentado no curso de graduação do Programa de Graduação em Engenharia Civil.

Orientadora: Renata Gomes Lanna da Silva.

Bibliografia: f. 105-106.

Trabalho de conclusão de curso (graduação) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil.

1. Aço estrutural – Teses. 2. Atividade sísmica – Teses. 3. Construção mista – Normas – Teses. 4. Estrutura de aço (Edificações) – Normas – Teses. 5. STAAD.Pro (software) – Teses. I. Silva, Renata Gomes Lanna da. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD 624.1821



FOLHA DE APROVAÇÃO DE TCC N° 10/2026 - DEC (11.56.07)

N° do Protocolo: 23062.034554/2026-29

Belo Horizonte-MG, 03 de julho de 2026.

NIKOLAS AVELAR DAMASCENO DE FARIA

**ADAPTAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS METÁLICAS INDUSTRIAIS AOS
REQUISITOS DE PROJETO SISMORRESISTENTE: Um estudo de caso comparativo entre
as normas NBR 8800 E AISC 360**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, do Campus Nova Gameleira, como parte do requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 19 de junho de 2026.

Banca Examinadora:

Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva - Orientador
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Profa. Dra. Livia Ramos Santos Pereira
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Profa. Dra. Luciana Nunes de Magalhães
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

**BELO HORIZONTE
2026**

(Assinado digitalmente em 06/07/2026 11:01)

LIVIA RAMOS SANTOS PEREIRA

PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO

DMCAX (11.57.04)

Matrícula: ###636#9

(Assinado digitalmente em 05/07/2026 13:54)

LUCIANA NUNES DE MAGALHAES

PROF ENS BAS TEC TECNOLOGICO-SUBSTITUTO

DEC (11.56.07)

Matrícula: ###902#2

(Assinado digitalmente em 03/07/2026 21:56)

RENATA GOMES LANNA DA SILVA

PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO

CEPC (11.51.14)

Matrícula: ###840#9

(Assinado digitalmente em 06/07/2026 13:08)

NIKOLAS AVELAR DAMASCENO DE FARIA

DISCENTE

Matrícula: 2020#####4

Visualize o documento original em <https://sig.cefetmg.br/public/documentos/index.jsp> informando seu número: **10**, ano: **2026**, tipo: **FOLHA DE APROVAÇÃO DE TCC**, data de emissão: **03/07/2026** e o código de verificação: **5c4cc41d25**



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
Av. Amazonas, 7675 – Bairro Nova Gameleira – Belo Horizonte - MG
Departamento de Engenharia Civil - Prédio 12 - Telefone: (31) 3319-6810 – secretaria@civil.cefetmg.br

TERMO DE ACEITE FINAL - ORIENTADOR

Titulo do TCC:	ADAPTAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS METÁLICAS INDUSTRIAIS AOS REQUISITOS DE PROJETO SISMORRESISTENTE: UM ESTUDO DE CASO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS NBR 8800 E AISC 360
Data defesa:	19/06/2026
Discente:	Nikolas Avelar Damasceno de Faria
Orientador:	Renata Gomes Lanna da Silva

Eu, Nikolas Avelar Damasceno de Faria declaro que todas as sugestões de correção e melhoria indicadas pela banca de avaliação de meu Trabalho de Conclusão de Curso e acordadas com meu Prof. Orientador foram implementadas no texto e entregues ao mesmo, Profa. Renata Gomes Lanna da Silva para validação final.

Documento assinado digitalmente
gov.br NIKOLAS AVELAR DAMASCENO DE FARIA
Data: 30/06/2026 08:26:11-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

De acordo: Belo Horizonte, 29 de Junho de 2026 ,

Assinatura do Discente

Declaro ter recebido e conferido a versão final do texto e que as sugestões de correção e melhorias indicadas pela banca e acatadas por mim foram implementadas.

Documento assinado digitalmente
gov.br RENATA GOMES LANNA DA SILVA
Data: 29/06/2026 13:06:42-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

De acordo: Belo Horizonte, 29 de Junho de 2026 ,

Assinatura do Orientador

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter guiado todos os meus passos até aqui e por ter me dado a oportunidade de me formar como Engenheiro Civil em uma das melhores instituições do país.

Agradeço a toda a minha família por todo o suporte, força e amor durante toda a vida acadêmica, desde o ensino fundamental até o passo final da graduação.

Agradeço à minha namorada Milena, que compartilhou o mesmo curso e todo o tempo de graduação comigo, estando presente em todas as fases e me ajudando a lidar com tudo.

Agradeço aos meus amigos do CEFET-MG, do ensino médio à graduação, que tornaram essa jornada de 10 anos muito mais divertida e leve.

Agradeço a todos os professores da área estrutural, em especial à professora Renata Lanna, por ter tido toda a paciência para me ensinar desde o começo, com Resistência dos Materiais, até a orientação deste Trabalho de Conclusão de Curso.

Agradeço a toda a equipe de estruturas da HATCH, em especial ao Rafael Machado, por todos os ensinamentos, e à Priscilla Oliva, que teve grande importância no desenvolvimento deste trabalho e que, como no começo do meu estágio, foi minha mentora, fazendo-me apaixonar pela área e encarar os maiores desafios com o entusiasmo e a curiosidade que uma boa estrutura merece.

ADAPTAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS METÁLICAS INDUSTRIAIS AOS REQUISITOS DE PROJETO SISMORRESISTENTE: UM ESTUDO DE CASO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS NBR 8800 E AISC 360

Nikolas Avelar Damasceno de Faria

RESUMO

A crescente internacionalização da engenharia brasileira demanda que profissionais formados no Brasil adaptem metodologias de projeto para cenários de risco sísmico, onde a prática nacional, regida pela ABNT NBR 8800, apresenta lacunas por focar primordialmente em ações de vento e cargas gravitacionais. Este estudo realiza uma análise comparativa do dimensionamento de uma estrutura de aço industrial, mostrando os contrastes das diretrizes da norma brasileira com os requisitos sismorresistentes da norma americana AISC 360. O objetivo central é quantificar os impactos conceituais e quantitativos no dimensionamento ao confrontar critérios de resistência estática com as exigências de ductilidade e dissipação de energia. A metodologia, de natureza quantitativa e exploratória, utiliza o software STAAD.Pro para a modelagem computacional de um galpão industrial tipo sendo comparados o peso total da estrutura, o deslocamento vertical e horizontal, a variação na seção dos perfis e as reações de apoio transmitidas à fundação. Os resultados demonstraram que a inclusão das ações sísmicas provocou aumento significativo das solicitações estruturais, levando à necessidade de redimensionamento dos contraventamentos e adoção de perfis mais robustos. A variação do consumo total de aço foi de aproximadamente 44,8%, além de serem observados aumentos relevantes nos deslocamentos e nas reações de apoio. Conclui-se que a adaptação de projetos metálicos industriais aos requisitos sismorresistentes internacionais exige não apenas alterações no dimensionamento dos elementos estruturais, mas também mudanças na filosofia de projeto, incorporando conceitos de redundância estrutural, ductilidade e controle de deslocamentos.

Palavras-chave: Estruturas de aço. Sismo. NBR 8800. AISC 360. STAAD.Pro.

ADAPTAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS METÁLICAS INDUSTRIAIS AOS REQUISITOS DE PROJETO SISMORRESISTENTE: UM ESTUDO DE CASO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS NBR 8800 E AISC 360

Nikolas Avelar Damasceno de Faria

ABSTRACT

The increasing internationalization of Brazilian engineering requires professionals trained in Brazil to adapt design methodologies for seismic-risk scenarios, where national practice, governed by ABNT NBR 8800, presents limitations due to its primary focus on wind actions and gravity loads. This study presents a comparative analysis of the design of an industrial steel structure, highlighting the differences between the Brazilian standard and the seismic-resistant requirements adopted by American standards. The main objective is to quantify the conceptual and quantitative impacts on structural design by comparing traditional static resistance criteria with requirements related to ductility and energy dissipation. The methodology, characterized as quantitative and exploratory, employs the STAAD.Pro software to develop a computational model of a typical industrial steel building. The analysis compares parameters such as total structural weight, vertical and horizontal displacements, member sizes, and support reactions transmitted to the foundations. The results showed that the inclusion of seismic actions significantly increased structural demands, requiring the redesign of the bracing system and the adoption of more robust steel sections. The total steel consumption increased by approximately 44.8%, accompanied by significant increases in displacements and support reactions. It is concluded that adapting industrial steel structures to international seismic-resistant requirements demands not only modifications in the sizing of structural members but also changes in design philosophy, incorporating concepts such as structural redundancy, ductility, and displacement control.

Keywords: Steel structures. Seismic. NBR 8800. AISC 360. STAAD.Pro.

TERMO DE RESPONSABILIDADE POR AUTORIA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Eu, **Nikolas Avelar Damasceno de Faria**, matrícula **20203020434**, discente do Curso de Engenharia de Civil, declaro para os devidos fins, que o presente Trabalho de Conclusão de Curso, de título **Adaptação De Projetos de Estruturas Metálicas Industriais aos Requisitos De Projeto Sismorresistente: Um Estudo de Caso Comparativo Entre as Normas NBR 8800 e AISC 360**, é de minha autoria e que estou ciente dos:

- Artigos 297 a 299 do Código Penal;
- Decreto-Lei n 2.848 de 7 de dezembro de 1940;
- Lei no 9.610, de 19 de fevereiro de 1998, sobre os Direitos Autorais;
- Regulamento Disciplinar Discente do CEFET-MG;
- E que plágio consiste na reprodução de obra alheia e submissão dela como trabalho próprio ou na inclusão, em trabalho próprio, de ideias, textos, tabelas ou ilustrações (quadros, figuras, gráficos, fotografias, retratos, lâminas, desenhos, organogramas, fluxogramas, plantas, mapas e outros) transcritos de obras de terceiros sem a devida e correta citação da referência.

Por ser verdade, e por ter ciência do referido artigo, firmo a presente declaração, isentando o(a) professor(a) orientador(a) **Renata Gomes Lanna da Silva**, os membros da banca examinadora e o Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Campus Nova Gameleira, de qualquer responsabilidade.

Belo Horizonte 13 de junho de 2026.

Assinatura do Discente

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Comparação entre modelos contínuos e discretos.	19
Figura 2 – Decaimento da vibração livre com amortecimento.....	20
Figura 3 – Esquemático da ação sísmica na estrutura	22
Figura 4 – Mapa de isopletas da velocidade básica do Vento $V_0 (ms)$	26
Figura 5 – Mapa de acelerações sísmicas características da NBR 15421:2023	28
Figura 6 – Efeitos de 2ª ordem, P- Δ e P- δ	31
Figura 7 – Espectro de Resposta de Projeto	54
Figura 8 – Representação dos Deslocamentos Laterais e da Deriva de Andar	66
Figura 9 – Planta da cobertura.....	71
Figura 10 – Elevação dos eixos 1 a 7	72
Figura 11 – Elevação dos eixos A e B.....	72
Figura 12 – Fechamento dos eixos 1 e 7	73
Figura 13 – Fechamento das filas A e B.....	73
Figura 14 – Modelo tridimensional	74
Figura 15 – Modelo tridimensional unifilar	74
Figura 16 – Plano e numeração das bases	75
Figura 17 – Cargas permanentes	76
Figura 18 – Cargas Variáveis	77
Figura 19 – Coeficientes de pressão externa - Paredes	79
Figura 20 – Coeficientes de pressão externa - Telhado.....	79
Figura 21 – Coeficientes de pressão interna.....	80
Figura 22 – Combinações dos coeficientes de pressão.....	80
Figura 23 – Forças devido as ações de vento	81
Figura 24 – Carga de vento na direção +X.....	82
Figura 25 – Carga de vento na direção -X.....	82
Figura 26 – Carga de vento na direção +Z	83
Figura 27 – Carga de vento na direção -Z	83
Figura 28 – Resumo do relatório de parâmetros sísmicos.....	85
Figura 29 – Cálculo dos coeficientes dos sistemas OMF e OCBF.....	86
Figura 30 – Inserção dos parâmetros no software STAAD.Pro.	87

Figura 31 – Inserção dos parâmetros no software STAAD.Pro - 2	88
Figura 32 – Carga sísmica horizontal na direção X.....	89
Figura 33 – Carga sísmica horizontal na direção Z.	89
Figura 34 – Grau de utilização das barras – Cenário brasileiro	91
Figura 35 – Deslocamentos – Cenário brasileiro.....	92
Figura 36 – Perfis utilizados – Cenário brasileiro	94
Figura 37 – Grau de utilização das barras – Cenário americano	95
Figura 38 – Deslocamentos – Cenário americano	96
Figura 39 – Grau de utilização das barras após redimensionamento – Cenário americano	98
Figura 40 – Deslocamento após redimensionamento – Cenário americano.....	99
Figura 41 – Perfis utilizados – Cenário americano.....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do solo	52
Tabela 2 – Classificação das categorias de risco	54
Tabela 3 – Categoria de projeto sísmico para S_{DS}	56
Tabela 4 – Categoria de projeto sísmico para S_{D1}	57
Tabela 5 - Coeficientes sísmicos para diferentes sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas em aço	58
Tabela 6 – Comparativo dos critérios de dimensionamento.....	67
Tabela 7 – Cargas permanentes	76
Tabela 8 – Considerações no cálculo do vento.....	78
Tabela 9 – Valores de V/k e q	78
Tabela 10 – Casos de carregamento de vento.....	81
Tabela 11 – Coeficientes encontrados dos sistemas OMF e OCBF	86
Tabela 12 – Reações nos apoios – Cenário brasileiro	93
Tabela 13 – Reações nos apoios – Manual Gerdau	93
Tabela 14 – Consumo de aço – Cenário brasileiro	94
Tabela 15 – Reações nos apoios – Cenário americano.....	100
Tabela 16 – Consumo de aço – Cenário americano	101
Tabela 17 – Comparativo dos resultados.....	102

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Fundamentação	13
1.2 Pergunta da Pesquisa	14
1.3 Objetivos.....	15
1.3.1 Objetivo Geral	15
1.3.2 Objetivos Específicos	15
1.4 Justificativa.....	15
1.5 Restrições	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 O Cenário Normativo Brasileiro e o Desafio da Inserção Global	17
2.2 Fundamentos da Dinâmica das Estruturas.....	17
2.2.1 Graus de Liberdade e Discretização	19
2.2.2 Amortecimento e Dissipação de Energia.....	20
2.2.3 Equação do Movimento.....	21
2.3 Natureza das Ações Sísmicas e Resposta Estrutural	21
2.4 Filosofia do Projeto Sismorresistente	23
2.4.1 Ductilidade	23
2.4.2 Hierarquia de Resistência (Design por Capacidade)	23
2.4.3 Influência das Ligações	24
2.5 Critérios de Dimensionamento Segundo a ABNT NBR 8800: 2024	24
2.5.1 Definição do Sistema Estrutural	24
2.5.2 Carregamentos	25
2.5.3 A Norma Brasileira de Ações Sísmicas – ABNT NBR 15421	27
2.5.4 Combinações de Ações.....	29
2.5.5 Análise Estrutural e o Método da Análise Direta	30
2.5.6 Dimensionamento de Barras Tracionadas	33
2.5.7 Dimensionamento de Barras Comprimidas	34
2.5.8 Dimensionamento de Barras Submetidas ao Momento Fletor	35

2.5.9 Dimensionamento de Barras Submetidas a Cisalhamento	36
2.5.10 Dimensionamento de Barras Submetidas aos Esforços combinados de Força Normal e Momento Fletor	38
2.5.11 Influência da Rigidez das Ligações	38
2.6 Critérios de Dimensionamento Segundo a AISC 360	41
2.6.1 Métodos de Dimensionamento	41
2.6.2 Carregamentos	43
2.6.3 Combinações de Ações.....	46
2.6.4 Análise Estrutural	47
2.6.5 Dimensionamento de Barras Tensionadas	47
2.6.6 Dimensionamento de Barras Comprimidas	48
2.6.7 Dimensionamento de Barras Submetidas ao Momento Fletor	49
2.6.8 Dimensionamento de Barras Submetidas ao Cisalhamento	49
2.6.9 Dimensionamento de Barras Submetidas aos Esforços Combinados de Força Normal e Momento Fletor	50
2.7 Critérios de Dimensionamento de Ações Sísmicas	51
2.7.1 Parâmetros Sísmicos do Local.....	51
2.7.2 Classe de Solo.....	52
2.7.3 Categoria de Risco.....	53
2.7.4 Espectro de Resposta de Projeto.....	54
2.7.5 Categoria de Projeto Sísmico — SDC.....	56
2.7.6 Sistema Resistente a Forças Sísmicas e Coeficientes do Sistema Estrutural	57
2.7.7 Período Fundamental da Estrutura	59
2.7.8 Método da Força Lateral Equivalente	60
2.7.9 Distribuição Vertical das Forças Sísmicas	62
2.7.10 Efeito Sísmico Vertical e Combinações de Carregamento.....	63
2.7.11 Controle de Deslocamentos e Derivas.....	65
2.7.12 Métodos Avançados de Análise Sísmica.....	66
3 MATERIAIS E MÉTODOS	69
3.1 Dados Gerais de Dimensionamento	69
3.2 Normas e Regulamentos.....	69
3.3 Materiais	70
3.4 Softwares	70
3.5 Considerações e Geometria do Galpão Industrial	71

3.6 Modelo de Cálculo	73
3.7 Carregamentos	75
3.7.1 Cargas Permanentes.....	76
3.7.2 Cargas Variáveis.....	77
3.7.3 Cargas Sísmicas.....	84
3.7.4 Combinação de Ações	90
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	91
4.1 Cenário Brasileiro.....	91
4.2 Cenário Americano.....	95
5 CONCLUSÃO.....	103
REFERÊNCIAS	106

1 INTRODUÇÃO

1.1 Fundamentação

A engenharia civil brasileira atravessa um período de intensa integração com o mercado global de projetos e construções. A expansão de empresas nacionais para o exterior e a crescente atuação de grupos multinacionais no Brasil tornam a participação de engenheiros brasileiros em projetos internacionais uma realidade cada vez mais frequente. Esse cenário impõe a necessidade de adaptação a diferentes contextos normativos e a fenômenos naturais que não são prevalentes no território brasileiro, sendo a atividade sísmica um dos exemplos mais críticos. Enquanto a engenharia nacional possui vasta experiência no dimensionamento de estruturas para cargas de vento, equipamentos e solicitações operacionais, o projeto sismorresistente representa uma fronteira de conhecimento com grande potencial de desenvolvimento acadêmico e profissional.

No Brasil, a prática de projeto de estruturas de aço fundamenta-se na norma ABNT NBR 8800:2024, um documento robusto e consolidado para as solicitações usuais do país. Contudo, sua abordagem para ações sísmicas é simplificada, dado o baixo risco associado à sismicidade do território nacional. A ABNT NBR 15421:2023 estabelece uma metodologia simplificada para a consideração das ações sísmicas em estruturas usuais. Essa metodologia permite determinar forças horizontais equivalentes, representativas dos efeitos dos sismos, que são utilizadas na verificação da segurança, estabilidade e desempenho estrutural das edificações. As normas internacionais — a exemplo das americanas AISC 360, ASCE 7, ou especificamente a norma para requisitos sísmicos AISC 341 — são fundamentadas em uma filosofia de projeto que visa garantir não apenas a resistência, mas principalmente a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia da estrutura sob esforços dinâmicos. Conceitos como 'hierarquia de resistência' (pilar forte-viga fraca), detalhamento para garantir o comportamento dúctil das ligações e a consideração explícita do comportamento inelástico da estrutura são centrais nesses regulamentos, representando uma mudança de paradigma em relação à prática convencional brasileira.

Diante desse contexto, torna-se importante analisar como os critérios de projeto

sismorresistente presentes nas normas internacionais diferem da prática tradicional adotada no Brasil. A comparação entre a NBR 8800 e a norma AISC 360 permite compreender mudanças conceituais relacionadas à ductilidade, à dissipação de energia e ao comportamento estrutural sob ações sísmicas.

1.2 Pergunta da Pesquisa

Considerando o desafio de inserção global para a engenharia brasileira, de que forma o profissional formado no Brasil deve adaptar sua metodologia de projeto ao comparar os critérios da norma NBR 8800 com os requisitos sismorresistentes das normas internacionais, e quais são os impactos conceituais e quantitativos resultantes no dimensionamento de uma estrutura de aço industrial?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar as adaptações necessárias e os impactos quantitativos e conceituais no dimensionamento de uma estrutura de aço industrial, ao comparar os critérios da norma brasileira NBR 8800 com os requisitos sismorresistentes da norma americana AISC 360.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre os princípios de dimensionamento da NBR 8800 e da AISC 360.
- Definir e modelar computacionalmente uma estrutura de aço industrial tipo (galpão industrial) para servir como objeto de estudo de caso.
- Dimensionar a estrutura de estudo aplicando as combinações de carregamento expostas pela NBR 8800, representando o cenário brasileiro.
- Redimensionar a mesma estrutura introduzindo as ações sísmicas e os critérios de projeto da AISC 360.
- Comparar quantitativamente os resultados de ambos os dimensionamentos, focando nos perfis selecionados, no consumo total de aço e nas reações de apoio na fundação.
- Desenvolver uma análise crítica sobre as implicações práticas para a engenharia nacional, reforçando o caráter aplicado e o potencial de contribuição do estudo.

1.4 Justificativa

A necessidade de inserção global da engenharia brasileira fundamenta a relevância deste estudo, uma vez que o mercado de projetos e construções exige, cada vez mais, que profissionais formados no Brasil dominem contextos normativos internacionais. A atuação em regiões com atividade sísmica representa um desafio técnico significativo, visto que a prática nacional é tradicionalmente voltada para ações de vento e cargas operacionais, conforme

preconiza a ABNT NBR 8800.

Este trabalho justifica-se por preencher uma lacuna acadêmica e profissional ao realizar uma análise comparativa direta entre a norma brasileira e os requisitos sismorresistentes internacionais. A relevância da pesquisa reside na aplicação prática de parâmetros como ductilidade e hierarquia de resistência no dimensionamento estrutural, permitindo quantificar como essas exigências alteram comportamento e custo. Além disso, a análise das reações de apoio nas fundações e do consumo de aço provê dados concretos sobre o impacto econômico e técnico de projetar sob regulamentos estrangeiros. Assim, o estudo contribui para a capacitação competitiva do engenheiro nacional, oferecendo uma base crítica para a tomada de decisão em projetos que transcendem as fronteiras geográficas e normativas do Brasil.

1.5 Restrições

A presente pesquisa limita-se à análise normativa e comparativa através de modelagem computacional, não envolvendo ensaios laboratoriais ou estudos de campo geográficos específicos. O estudo de caso se restringe a um galpão industrial metálico de nível único (pavimento térreo), com tipologia de pórticos rígidos de aço.

O dimensionamento e a análise comparativa serão realizados exclusivamente nos elementos estruturais principais (vigas, pilares e elementos de contraventamento do sistema principal), bem como no levantamento das reações de apoio atuantes na base da estrutura. Não contempla o projeto executivo e o dimensionamento das fundações (concreto armado e geotecnia), nem o detalhamento exaustivo de todas as ligações e elementos de fechamento. Além disso, a análise sísmica será estritamente baseada no método da Força Lateral Equivalente, utilizando o software STAAD.Pro e a comparação normativa ficará restrita aos critérios da ABNT NBR 8800 e da AISC 360.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O Cenário Normativo Brasileiro e o Desafio da Inserção Global

O projeto de estruturas de aço para o setor industrial no Brasil é fundamentado essencialmente na busca pela eficiência executiva e racionalização de materiais. Conforme destacam Ferreira e Sampaio (2025), o uso de sistemas metálicos é consolidado por suas propriedades mecânicas e rapidez de montagem, exigindo um dimensionamento normativo rigoroso para garantir a competitividade econômica. Atualmente, a principal referência para o projeto dessas estruturas é a ABNT NBR 8800:2024, que estabelece os critérios para o dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações, baseando-se no Método dos Estados Limites (MEL).

No contexto nacional, o dimensionamento de galpões e estruturas industriais é fortemente condicionado por ações gravitacionais e, de forma crítica, pelas pressões de vento definidas na NBR 6123. Pereira, Andrade e Nóbrega (2023) salientam que a baixa sismicidade do território brasileiro reflete em uma cultura de projeto onde a rigidez lateral é dimensionada primordialmente para resistir a esforços de vento, frequentemente utilizando procedimentos simplificados para outras ações horizontais.

Entretanto, ao comparar os critérios da NBR 8800 com exigências de normas internacionais sismorresistentes, observa-se a necessidade de uma mudança conceitual. Enquanto o projeto convencional brasileiro foca na resistência elástica dos elementos, conforme discutido por Pereira, Andrade e Nóbrega (2023), as normas internacionais de países com alta sismicidade exigem a consideração da ductilidade e da capacidade de dissipação de energia. Portanto, a análise das adaptações necessárias no projeto brasileiro não é apenas uma questão de aumento de carga, mas de uma reavaliação dos critérios de detalhamento e da hierarquia de resistência entre os componentes estruturais para atender a requisitos globais.

2.2 Fundamentos da Dinâmica das Estruturas

A análise estrutural, em sua concepção clássica, muitas vezes trata as ações externas como estáticas, desconsiderando a variação temporal das cargas e os efeitos inerciais. No entanto, para projetos que envolvem ações sísmicas ou vibrações, é imprescindível a aplicação

dos conceitos da Dinâmica das Estruturas.

Segundo Soriano (2014), a distinção fundamental entre uma análise estática e uma dinâmica reside na presença das forças de inércia. As estruturas são sistemas físicos sujeitos a ações que variam no tempo. Essas ações podem ser representadas matematicamente de forma determinística — quando são definidas analítica ou numericamente em função do tempo — ou de forma aleatória. Quando essas ações provocam acelerações significativas na massa da estrutura, desenvolvem-se forças inerciais que devem ser equilibradas pelas forças elásticas e de amortecimento do sistema.

Para obter as características dinâmicas de uma estrutura pode-se empregar dois tipos de análise: modal e transiente. A análise modal consiste em determinar as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura. Já a análise transiente tem por objetivo avaliar a resposta de uma estrutura submetida à ação de um carregamento qualquer variável ao longo do tempo.

As ações dinâmicas podem ser expressas no domínio do tempo ou da frequência. Dessa forma, para a obtenção da resposta dinâmica do sistema, pode-se empregar dois procedimentos, os métodos no domínio do tempo e os métodos no domínio da frequência. A solução no domínio do tempo é adotada quando se deseja avaliar a resposta do sistema ao longo de um intervalo de tempo definido. Já a análise no domínio da frequência é preferível em situações nas quais os parâmetros físicos, como amortecimento e rigidez, dependam da frequência do sistema. Todavia, nas análises, são preferíveis, tradicionalmente, os métodos no domínio do tempo (CLOUGH; PENZIEN, 1993).

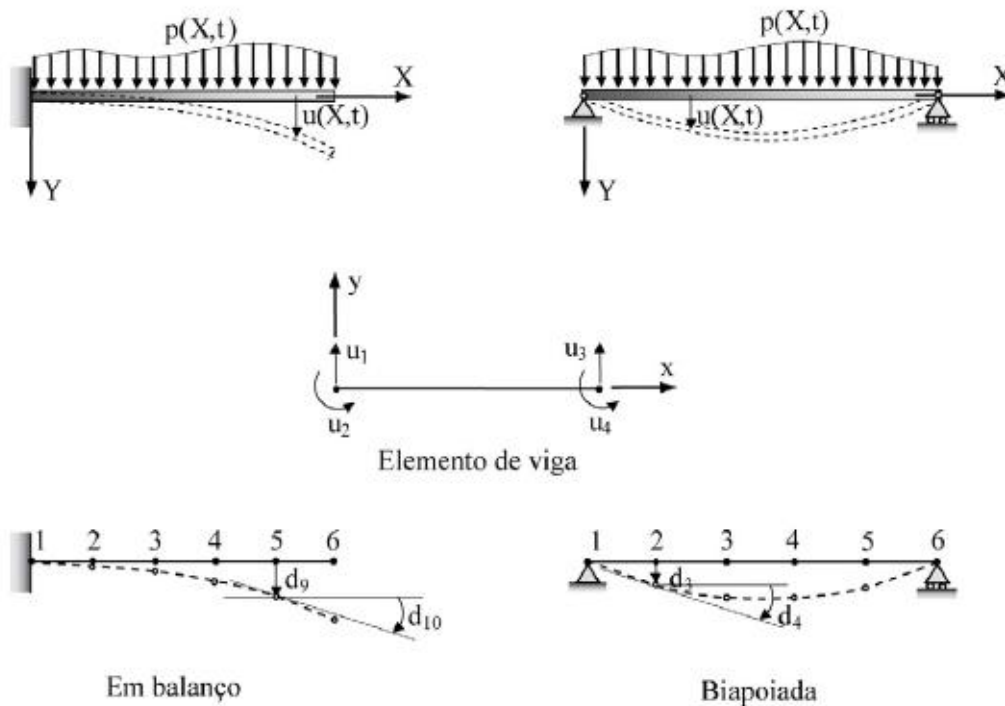
Conforme a forma de variação no tempo, as ações dinâmicas podem ser classificadas como periódicas ou transientes. Quando o carregamento apresenta repetições em um intervalo de tempo, ele é dito periódico. Por sua vez, o carregamento transiente é aquele que possui variação arbitrária ao longo do tempo, não apresentando, assim, periodicidade (LIMA; SANTOS, 2008).

Nos problemas tempo-dependentes, a resposta do sistema, sujeito a condições iniciais de deslocamentos, velocidades e acelerações, bem como a ação de carregamentos dependentes do tempo, é calculada em um intervalo de tempo definido. Ao discretizar o sistema por meio do Método dos Elementos Finitos, a resposta transiente é obtida solucionando um sistema de equações diferenciais ordinárias.

2.2.1 Graus de Liberdade e Discretização

Para tornar viável a análise matemática de sistemas complexos, é necessário converter modelos contínuos (com infinita massa e rigidez distribuída) em modelos discretos. Soriano (2014) explica que um modelo discreto é uma idealização onde a configuração geométrica do sistema, em qualquer instante, é definida por um número finito de parâmetros independentes, denominados graus de liberdade (GL). A Figura 1 apresenta exemplos comparativos entre modelos contínuos e discretos.

Figura 1 – Comparação entre modelos contínuos e discretos.



Fonte: Soriano (2014, p. 12)

A discretização permite transformar equações diferenciais parciais, oriundas do modelo contínuo, em equações diferenciais ordinárias, passíveis de resolução numérica ou analítica. Conforme destaca o autor, “como consequência dessa idealização, a massa, a rigidez e as forças atuantes no sistema são consideradas de forma discreta” (SORIANO, 2014, p. 10).

Essa simplificação é essencial para a análise sísmica de edifícios e galpões industriais, onde frequentemente se concentram as massas nos níveis dos pisos ou nós principais, reduzindo a complexidade computacional sem perda excessiva de precisão.

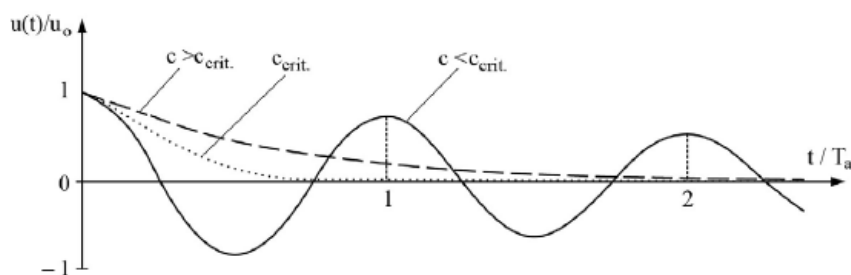
2.2.2 Amortecimento e Dissipação de Energia

A capacidade de uma estrutura dissipar a energia induzida por vibrações é fundamental para limitar as amplitudes de resposta, especialmente em situações de ressonância. Conforme afirma Soriano (2014, p. 19), em sistemas reais, "sempre há dissipação de energia que tende a reduzir as amplitudes das oscilações", fenômeno conhecido como amortecimento.

Embora o mecanismo físico de perda de energia seja complexo — envolvendo atrito intermolecular e fricção nas conexões —, a engenharia usualmente adota o modelo de amortecimento viscoso linear. Segundo Soriano (2014), essa simplificação matemática assume que as forças de amortecimento são proporcionais à velocidade de deformação, o que facilita a resolução das equações de movimento sem introduzir erros significativos para a maioria das aplicações civis.

O efeito prático desse mecanismo pode ser visualizado no comportamento de uma estrutura em vibração livre. Conforme ilustra a Figura 2, a presença do amortecimento faz com que a amplitude dos deslocamentos (u) diminua exponencialmente ao longo do tempo (t), até o repouso total do sistema.

Figura 2 – Decaimento da vibração livre com amortecimento



Fonte: Soriano (2014, p. 78)

2.2.3 Equação do Movimento

Com a definição das propriedades de massa (inércia), rigidez (restauração elástica) e, agora, do amortecimento (dissipação), é possível estabelecer o equilíbrio dinâmico do sistema. Soriano (2014) utiliza o Princípio de D'Alembert para demonstrar que a força externa aplicada deve ser equilibrada pela soma das forças internas.

A formulação completa para um sistema de um grau de liberdade (1 GL) sujeito a uma carga dinâmica é apresentada na Equação (1). Essa expressão matemática sintetiza o comportamento da estrutura, integrando as forças de inércia, de amortecimento e elásticas:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (1)$$

Onde, $m\ddot{u}(t)$ é Força de inércia (massa multiplicada pela aceleração); $c\dot{u}(t)$ é a Força de amortecimento viscoso (coeficiente de amortecimento c multiplicado pela velocidade); $ku(t)$ é Força elástica (rigidez multiplicada pelo deslocamento); $f(t)$ é Força externa dinâmica aplicada ao sistema.

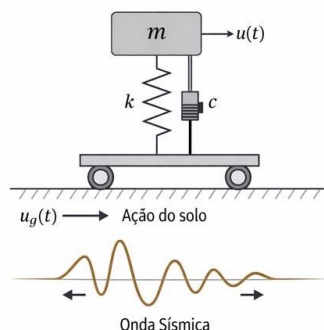
A solução completa desta equação é dada pela soma da solução homogênea (vibração livre amortecida) com a solução particular. Essa equação constitui a base para toda a análise sismorresistente. Em projetos de adaptação estrutural, como o proposto neste trabalho, a manipulação dos termos dessa equação — seja pelo aumento da rigidez (k) ou pela inclusão de sistemas de dissipação que alteram o amortecimento (c) — representa a principal estratégia para garantir a segurança estrutural de acordo com as normas vigentes (SORIANO, 2014).

2.3 Natureza das Ações Sísmicas e Resposta Estrutural

Diferente das ações de vento, que se originam de pressões externas aplicadas sobre as superfícies da edificação, as ações sísmicas decorrem de vibrações na base da estrutura provocadas pela liberação de energia na crosta terrestre. De acordo com Ferreira e Sampaio (2024), essa energia manifesta-se como uma aceleração transiente do solo que induz forças de inércia em todos os elementos que possuem massa. A magnitude dessa força não é fixa; ela depende da interação entre o movimento do solo e as propriedades dinâmicas da própria

estrutura. A Figura 3 ilustra, de forma esquemática, a ação sísmica na estrutura.

Figura 3 – Esquemático da ação sísmica na estrutura



Fonte: Autor.

A influência das condições do solo é um fator determinante na resposta estrutural. Solos moles tendem a amplificar as ondas sísmicas de baixa frequência, enquanto solos rochosos transmitem frequências mais altas. Para sistematizar essa interação, a engenharia utiliza o conceito de Espectro de Resposta. Conforme definido por HASSAN et al. (2023), o espectro de resposta é um gráfico que correlaciona a aceleração máxima (ou pseudo-aceleração) sentida por sistemas de um grau de liberdade com seus respectivos períodos naturais de vibração.

No contexto industrial, onde os galpões de aço costumam apresentar períodos fundamentais mais elevados devido à sua flexibilidade, a resposta estrutural pode ser dividida em dois domínios:

- a) **Comportamento Elástico:** Ocorre quando a estrutura retorna ao seu estado original após o sismo, sem deformações permanentes. Este é o critério predominante no dimensionamento pela NBR 8800 para ações de vento e sobrecargas.
- b) **Comportamento Inelástico:** Sob sismos severos, as normas internacionais permitem que a estrutura entre em regime plástico para dissipar energia. A distinção entre esses domínios é fundamental para a análise dos critérios normativos. Enquanto o projeto convencional para ações de vento é norteado pela manutenção da integridade elástica e rigidez da estrutura, o projeto sismorresistente introduz a capacidade de deformação inelástica como um parâmetro de segurança. Portanto, a comparação entre as normas envolve a compreensão de como a estrutura gerencia a energia introduzida pelo movimento da base, variando entre a busca pela resistência última dos materiais e a

capacidade de dissipação por meio de mecanismos dúcteis.

2.4 Filosofia do Projeto Sismorresistente

A engenharia sismorresistente fundamenta-se na premissa de que as estruturas devem possuir capacidade de dissipação de energia para suportar eventos dinâmicos de grande intensidade. Diferentemente do dimensionamento estático linear convencional, cujo foco reside na manutenção do comportamento elástico, o projeto sismorresistente prioriza a proteção da vida humana, admitindo-se a ocorrência de danos estruturais, desde que o colapso global seja evitado. Segundo Vasilopoulos e Kamaris (2020), o objetivo central consiste em garantir que a edificação preserve uma margem de segurança crítica, mesmo após incursões significativas no regime inelástico.

2.4.1 Ductilidade

A ductilidade representa a habilidade da estrutura de sofrer deformações plásticas significativas sem perda abrupta de rigidez ou resistência, constituindo um dos pilares do projeto sismorresistente. Papavasileiou e Charmpis (2019) destacam que o uso de fatores de modificação da resposta permite reduzir as forças elásticas de projeto, explorando a capacidade do sistema estrutural de dissipar energia por meio de deformações inelásticas controladas. Essa abordagem reconhece que a segurança sísmica não depende exclusivamente da resistência, mas da capacidade de deformação do conjunto estrutural.

2.4.2 Hierarquia de Resistência (Design por Capacidade)

Para que a dissipação de energia ocorra de forma eficiente e previsível, torna-se necessário induzir a formação de mecanismos dúcteis em elementos previamente definidos. O conceito de hierarquia de resistência, também conhecido como design por capacidade, estabelece que determinados componentes da estrutura devem permanecer essencialmente elásticos, enquanto outros são projetados para plastificar de maneira controlada.

2.4.3 Influência das Ligações

Em estruturas de aço, o comportamento das ligações exerce influência determinante na resposta sismorresistente global. A rigidez das conexões afeta diretamente o período fundamental de vibração e a capacidade de redistribuição de esforços internos, impactando a estabilidade da estrutura sob ações laterais. Assim, o projeto sismorresistente exige que as ligações sejam concebidas de forma compatível com os mecanismos dúcteis previstos, evitando concentrações indesejadas de danos.

2.5 Critérios de Dimensionamento Segundo a ABNT NBR 8800: 2024

O dimensionamento de estruturas de aço no Brasil é regido pela norma ABNT NBR 8800: 2024, a qual adota a filosofia do Método dos Estados Limites (MEL). Conforme destacado por Ferreira e Sampaio (2025), esse método fundamenta-se em verificações probabilísticas que visam assegurar que a estrutura não atinja estados indesejáveis de segurança, denominados Estados Limites Últimos (ELU), nem estados associados à perda de funcionalidade ou conforto, classificados como Estados Limites de Serviço (ELS).

2.5.1 Definição do Sistema Estrutural

O primeiro passo no dimensionamento consiste na definição do sistema estrutural a ser adotado. Segundo a ABNT NBR 8800, o projetista deve identificar o tipo de estrutura (pórtico plano, pórtico espacial, treliça, estrutura mista, entre outros) e os tipos de ligações entre os elementos (ligações rígidas, semi-rígidas ou flexíveis). Essa definição determina o modelo analítico a ser empregado na análise estrutural e condiciona todo o processo de dimensionamento subsequente.

A norma classifica os sistemas estruturais em duas categorias fundamentais: estruturas contraventadas, nas quais a estabilidade horizontal é garantida por elementos de contraventamento específicos (núcleos rígidos, paredes de cisalhamento ou treliças de contraventamento), e estruturas não contraventadas, cujos pórticos resistem às ações horizontais por efeito de sua própria rigidez à flexão.

2.5.2 Carregamentos

No cenário normativo brasileiro, o dimensionamento de estruturas fundamenta-se na quantificação de diferentes ações, as quais são classificadas pela ABNT NBR 8681 de acordo com a sua variabilidade no tempo em três categorias principais: permanentes, variáveis e excepcionais.

- **Ações Permanentes**

De acordo com a ABNT NBR 8681 e a ABNT NBR 6120, as ações permanentes são definidas como aquelas que atuam com valores praticamente constantes, ou com pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da edificação. Esse conceito abrange também as ações que aumentam com o tempo até atingirem um valor-limite constante, englobando de maneira geral o peso próprio da estrutura, de todos os elementos construtivos e de instalações permanentes, além de empuxos devidos ao peso de terras e outros materiais granulosos admitidos como não removíveis.

- **Ações Variáveis**

Conforme as diretrizes da ABNT NBR 8681 e da ABNT NBR 6120, as ações variáveis são definidas como aquelas cujos valores apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida útil da construção. Essas ações possuem uma probabilidade preestabelecida de serem ultrapassadas no sentido desfavorável e são classificadas em normais ou especiais, dependendo de sua probabilidade e frequência de ocorrência. Entre os principais exemplos de ações variáveis estão as cargas acidentais decorrentes do uso e ocupação da edificação (atuantes sobre pisos e coberturas), as forças devidas à ação do vento e os efeitos das variações de temperatura.

- **Ações de Vento**

A ação do vento constitui a solicitação horizontal primária na concepção de galpões industriais no Brasil. Diferentemente das cargas gravitacionais, o vento exerce pressões perpendiculares sobre a estrutura e seus fechamentos, gerando zonas de sobrepressão nas faces a barlavento e zonas de sucção nas faces a sotavento e na cobertura. Por se tratar de estruturas tipicamente leves e de grandes vãos, essas forças dinâmicas governam o dimensionamento dos sistemas de contraventamento e a estabilidade global da edificação. Para quantificar esses

esforços com segurança, utiliza-se a ABNT NBR 6123, que estabelece as condições para a consideração das forças estáticas e dinâmicas do vento.

Para a determinação da pressão dinâmica, a NBR 6123 estabelece que o cálculo deve se iniciar pela obtenção da velocidade básica do vento (V_0). Segundo a norma, V_0 é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, a 10 metros de altura em campo aberto e plano, excedida em média uma vez em 50 anos, sendo seus valores fornecidos pelo mapa de isopletas do território brasileiro como mostra a Figura 4. Conforme as diretrizes normativas, essa velocidade básica é ajustada para resultar na velocidade característica do vento (V_k), por meio da Equação (2):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S \quad (2)$$

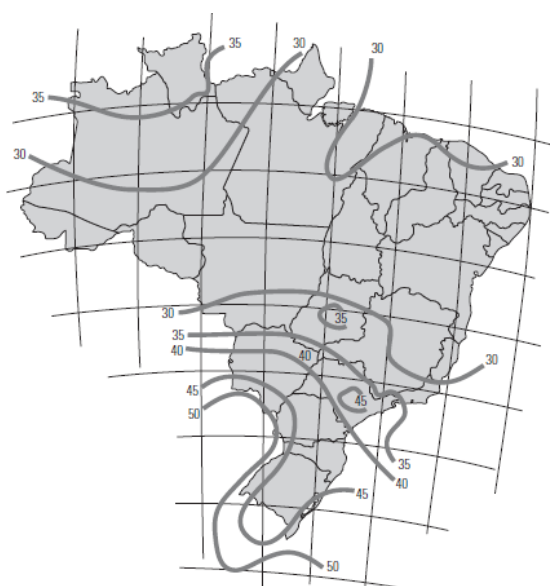
Onde:

Fator topográfico (S_1): Considera as variações do relevo, avaliando se o terreno é plano ou se apresenta taludes e morros.

Fator de rugosidade, dimensões e altura (S_2): Pondera o efeito da rugosidade do entorno (Categorias I a V), da altura sobre o terreno e das dimensões da edificação (Classes A, B ou C).

Fator estatístico (S_3): Baseia-se em conceitos estatísticos que consideram o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura.

Figura 4 – Mapa de isopletas da velocidade básica do Vento V_0 (m/s)



Fonte: Fakury et al. (2016)

Com a velocidade característica definida em metros por segundo, determina-se que a pressão dinâmica do vento (q), em N/m^2 , seja calculada pela relação empírica $q = 0,613 V_k^2$. Por fim, a aplicação dessas forças nas diferentes partes do galpão requer a utilização de coeficientes aerodinâmicos específicos, que dependem da geometria da edificação e do ângulo de incidência do vento. Conforme as prescrições normativas, utilizam-se coeficientes de pressão externa (c_{pe}) e interna (c_{pi}) para o dimensionamento de elementos de vedação e suas fixações, enquanto coeficientes de forma (C_e , C_i) ou de arrasto (C_a) são empregados para calcular a força global absorvida pelo sistema estrutural principal.

- **Ações Excepcionais**

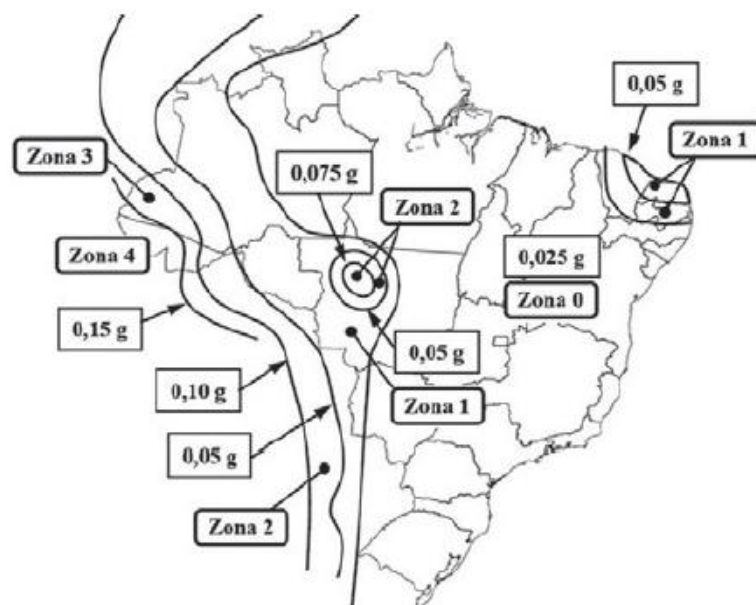
As ações excepcionais variam com o tempo, mas assumem valores significativos apenas durante uma fração muito pequena da vida útil da estrutura e, além disso, têm baixa probabilidade de ocorrência. Enquadram-se nessa categoria as ações decorrentes de explosões, choques de veículos ou embarcações, ventos extraordinários (furacão, tornado), incêndio, sismos excepcionais etc.

2.5.3 A Norma Brasileira de Ações Sísmicas – ABNT NBR 15421

No contexto da engenharia estrutural nacional, a consideração das ações sísmicas é regulamentada pela ABNT NBR 15421:2023. Entretanto, a aplicação prática deste regulamento é fortemente influenciada pelas características geológicas do território. Segundo Pereira, Andrade e Nóbrega (2023), o Brasil é classificado como um país de baixa atividade sísmica, onde os eventos de terremotos são infrequentes e, quando ocorrem, apresentam magnitudes geralmente baixas.

Essa realidade geofísica moldou uma cultura de projeto onde a preocupação com sismos é frequentemente secundária ou inexistente na maior parte do país. A norma estabelece um zoneamento sísmico que divide o território em áreas de diferentes níveis de aceleração esperada. Conforme explicam Pereira, Andrade e Nóbrega (2023), nas regiões classificadas como "Zona 0", que correspondem às áreas de menor sismicidade, "nenhuma ação lateral é necessária", dispensando os engenheiros de realizarem verificações sísmicas específicas nessas localidades, conforme mostra a Figura 5.

Figura 5 – Mapa de acelerações sísmicas características da NBR 15421:2023



Fonte: Pereira, Andrade e Nóbrega (2023, p. 1).

Mesmo nas áreas onde alguma verificação é exigida, como na "Zona 1", a norma permite a utilização de metodologias extremamente simplificadas que não refletem a complexidade das análises dinâmicas exigidas em projetos internacionais. De acordo com os autores, nessas regiões, o procedimento muitas vezes se resume à aplicação de uma força estática horizontal equivalente a "1% do peso efetivo" da estrutura, um critério que independe de parâmetros cruciais como o tipo de solo ou o período de vibração da edificação.

Pereira, Andrade e Nóbrega (2023) argumentam que, em regiões de menor atividade, é comum que as normas dispensem verificações robustas ou preconizem "metodologias simplificadas". Consequentemente, a ABNT NBR 15421, embora vigente, não serve como parâmetro adequado para a capacitação de profissionais que visam atuar no mercado global, visto que seus requisitos mínimos para a maior parte do território brasileiro não exigem o domínio de conceitos fundamentais como ductilidade, dissipação de energia e análise modal, que são mandatórios em normas estrangeiras de alto desempenho sísmico.

2.5.4 Combinações de Ações

As combinações no Estado-Limite Último (ELU) visam garantir a segurança da estrutura contra o colapso e o esgotamento de sua capacidade resistente, considerando a improvável ocorrência simultânea dos valores máximos de todas as solicitações. Para isso, as ações são majoradas por coeficientes de ponderação (γ_f) e a combinação é estruturada elegendo-se apenas uma ação variável como principal — assumida em seu valor máximo —, enquanto as demais ações variáveis concomitantes são tratadas como secundárias e têm seus efeitos reduzidos pelo fator de simultaneidade (ψ_0), sendo tudo somado aos efeitos das cargas permanentes.

Uma combinação última de ações pode ser classificada em normal ou de construção (Equação 3), especial (Equação 4) e excepcional (Equação 5):

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3)$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (5)$$

Onde, $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal na combinação normal ou de construção; ou valor característico da ação variável especial na combinação especial; $F_{Q,exc}$ é o valor característico da ação transitória excepcional; $F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

Já as combinações no Estado-Limite de Serviço (ELS) destinam-se a assegurar a funcionalidade, o conforto dos usuários e a durabilidade da edificação no uso diário, controlando falhas como deformações excessivas e vibrações. Como não tratam de risco de ruína, essas combinações não utilizam majoração nas ações ($\gamma_f = 1,0$) e são classificadas em

quase permanentes, frequentes e raras, empregando fatores de redução específicos (ψ_1 e ψ_2) para ponderar a intensidade das ações variáveis conforme sua duração e a severidade dos efeitos, sejam eles de longo prazo, reversíveis ou irreversíveis.

As combinações de ações de serviço quase permanentes, frequentes e raras são descritas, respectivamente, pelas Equações (6) , (7) e (8):

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (6)$$

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (8)$$

2.5.5 Análise Estrutural e o Método da Análise Direta

Após a definição da geometria estrutural, das condições de contorno e das envoltórias de carregamento, o modelo estrutural é submetido à análise computacional com o objetivo de determinar os esforços solicitantes e os deslocamentos em todos os elementos da estrutura. Essa etapa constitui uma das fases mais relevantes do dimensionamento, uma vez que a precisão dos resultados depende diretamente da adequada representação do comportamento mecânico global da estrutura.

Tradicionalmente, a análise estrutural baseada na teoria da primeira ordem considera que os deslocamentos sofridos pela estrutura sob carregamento são suficientemente pequenos para não alterar significativamente sua geometria original. Nessa abordagem, o equilíbrio é estabelecido sobre a configuração indeformada da estrutura, desconsiderando-se a influência dos deslocamentos nos esforços internos.

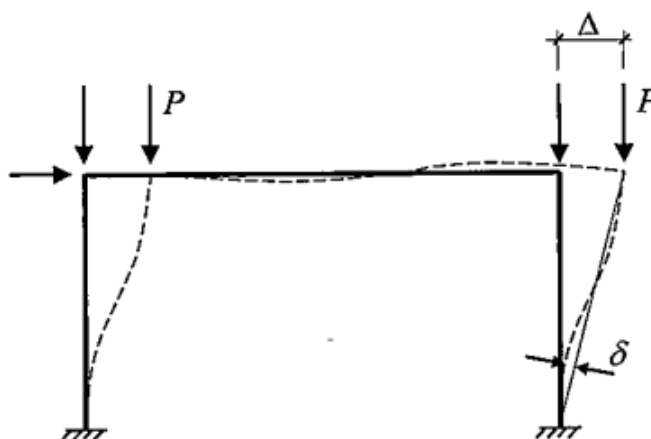
Entretanto, em estruturas de aço, caracterizadas pela elevada relação resistência/peso e pela utilização frequente de perfis esbeltos e flexíveis, tal hipótese pode conduzir a avaliações não conservadoras da estabilidade estrutural. Em sistemas com reduzida rigidez lateral ou

elevada esbeltez, os deslocamentos produzidos pelos carregamentos atuantes alteram significativamente a geometria estrutural, ocasionando amplificação dos esforços internos e redução da capacidade resistente dos elementos. Nesse caso, o equilíbrio deve considerar a configuração deformada da estrutura, tornando-se necessária, realizar uma análise em teoria de segunda ordem.

Os efeitos de segunda ordem (Figura 6) podem ser classificados em dois mecanismos principais:

- **Efeito P- Δ (Global):** Corresponde à amplificação dos esforços decorrente dos deslocamentos laterais globais da estrutura. Quando um edifício submetido a ações horizontais, como vento, sofre deslocamentos laterais, as cargas verticais passam a atuar com excentricidade em relação à posição inicial dos elementos estruturais. Como consequência, surgem momentos adicionais proporcionais ao produto entre a carga axial e o deslocamento lateral, representado por $M=P\Delta$. Esse mecanismo influencia diretamente a estabilidade global da estrutura e torna-se particularmente relevante em edifícios altos, pórticos esbeltos e sistemas com baixa rigidez transversal.
- **Efeito P- δ (Local):** Refere-se aos efeitos de segunda ordem associados à deformação localizada dos elementos estruturais individualmente considerados. Nesse caso, a amplificação dos esforços ocorre devido à curvatura da própria barra comprimida, sendo diretamente relacionada aos fenômenos de flambagem local e instabilidade dos elementos.

Figura 6 – Efeitos de 2ª ordem, P- Δ e P- δ



Fonte: Autor

O Método da Análise Direta (MAD) constitui o principal procedimento normativo adotado pela ABNT NBR 8800:2024 para avaliação da estabilidade global de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto. O método foi incorporado com o objetivo de proporcionar uma representação mais realista do comportamento estrutural, considerando os efeitos de segunda ordem, as imperfeições geométricas iniciais e a redução da rigidez estrutural decorrente de efeitos inelásticos e tensões residuais.

Diferentemente dos métodos tradicionais baseados exclusivamente na amplificação posterior dos esforços obtidos em análises lineares de primeira ordem (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes-MAES), o MAD incorpora os fenômenos de instabilidade diretamente na formulação do modelo estrutural considerando a premissa de que estruturas reais não apresentam geometria perfeitamente alinhada nem comportamento puramente elástico. Dessa forma, os esforços solicitantes finais são obtidos a partir de uma análise estrutural que já considera, simultaneamente, as principais fontes de não linearidade associadas ao comportamento real da estrutura:

- **Os efeitos de segunda ordem:** o MAD exige que a análise estrutural seja realizada com consideração explícita da não linearidade geométrica da estrutura. Isso implica que o equilíbrio estrutural deve ser estabelecido sobre a configuração deformada da estrutura, e não apenas sobre sua geometria inicial indeformada. A análise é normalmente executada de forma iterativa, permitindo que os deslocamentos obtidos em cada etapa modifiquem continuamente os esforços internos até que o equilíbrio estrutural seja alcançado.
- **As imperfeições geométricas iniciais:** Outro princípio fundamental do MAD consiste na consideração das imperfeições geométricas inerentes às estruturas reais. Nenhum elemento estrutural é fabricado ou montado de forma perfeitamente reta e alinhada; portanto, a presença de desaprumos, desvios de fabricação e excentricidades iniciais influencia diretamente a estabilidade global da estrutura. A norma permite que tais imperfeições sejam representadas por meio da aplicação de forças nocionais horizontais equivalentes. Essas forças fictícias induzem pequenos deslocamentos laterais no modelo estrutural, simulando os efeitos dos desaprumos iniciais. As forças nocionais são geralmente proporcionais às cargas gravitacionais atuantes e devem ser aplicadas em todos os níveis da estrutura suscetíveis à instabilidade.

- **A redução da rigidez estrutural:** O MAD deve considerar a degradação parcial da rigidez dos elementos estruturais. Essa redução busca representar os efeitos das tensões residuais, da plastificação parcial do material e das imperfeições geométricas distribuídas ao longo dos elementos. Na prática, a redução da rigidez é aplicada diretamente às propriedades mecânicas utilizadas na formulação da matriz de rigidez estrutural, especialmente às rigidezes axial (EA) e flexional (EI) dos elementos. A penalização dessas propriedades reduz artificialmente a capacidade resistente inicial do modelo, permitindo que os efeitos de instabilidade sejam incorporados de forma mais conservadora e compatível com o comportamento real do aço estrutural.

O Método da Análise Direta é implementado computacionalmente por meio de análises matriciais iterativas, geralmente utilizando o Método da Rigidez Direta associado a procedimentos de não linearidade geométrica. O equilíbrio estrutural é obtido a partir da solução iterativa do sistema matricial. O processo iterativo prossegue até que sejam satisfeitos os critérios de convergência estabelecidos pelo software de análise estrutural. Ao final da análise, os esforços solicitantes obtidos já incorporam os efeitos não lineares, dispensando a utilização posterior de fatores adicionais de amplificação de esforços.

2.5.6 Dimensionamento de Barras Tracionadas

Segundo a ABNT NBR 8800, o dimensionamento de barras tracionadas em relação aos ELU, exige que a força axial solicitante de cálculo ($N_{t,Sd}$) não ultrapasse a resistência de cálculo da barra ($N_{t,Rd}$). Como essas peças não sofrem flambagem, sua resistência é definida pelo menor valor entre dois modos de falha possíveis:

- **Escoamento da seção bruta:**

Garante que a barra não sofra deformações plásticas excessivas ao longo do seu comprimento, se a força axial de tração solicitante de cálculo for inferior ao resistente dado pela Equação (9).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (9)$$

Onde, A_g é a área da seção transversal bruta; f_y é a tensão de escoamento do aço; e γ_{a1} é o

coeficiente de minoração da resistência (usualmente 1,10).

- **Ruptura da Seção Líquida:**

Garante a segurança nas regiões das ligações (como áreas com furos para parafusos), onde há redução de seção e concentração de tensões, se a força axial de tração solicitante de cálculo for inferior ao resistente dado pela Equação (10).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (10)$$

Onde, A_e é a área líquida efetiva da seção (descontando furos e considerando o efeito de shear lag); f_u é a tensão limite de ruptura do aço; e γ_{a2} é o coeficiente de minoração (usualmente 1,35).

No âmbito dos Estados Limites de Serviço (ELS), elementos estruturais submetidos exclusivamente à tração tendem a apresentar seções transversais reduzidas, resultando em elevados índices de esbeltez. Essa condição pode ocasionar deslocamentos excessivos e vibrações indesejáveis, comprometendo o desempenho estrutural em serviço. Em função disso, a ABNT NBR 8800 limita o índice de esbeltez desses elementos ao valor máximo de 300.

2.5.7 Dimensionamento de Barras Comprimidas

Para barras comprimidas, a ABNT NBR 8800 exige que a força axial solicitante de cálculo ($N_{c,sd}$) não ultrapasse a resistência de cálculo da barra ($N_{c,Rd}$). Diferentemente das barras tracionadas, as barras comprimidas estão sujeitas aos fenômenos de instabilidade global (flambagem por flexão, torção ou flexo-torção) e instabilidade local.

A força axial de compressão resistente de cálculo é definida pela Equação (11):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma_{a1}} \quad (11)$$

Onde, χ é o fator de redução associado à flambagem global da barra; A_{ef} é a área efetiva da seção transversal, f_y é a tensão de escoamento do aço.

O fator de redução χ considera a perda de capacidade resistente decorrente da

flambagem global, podendo envolver modos de instabilidade por flexão, torção ou flexo-torção, conforme a geometria da seção e as condições de apoio da barra. Esse fator adimensional leva em conta a influência das tensões residuais e a curvatura inicial da barra. Já a área efetiva A_{ef} incorpora os efeitos da flambagem local dos elementos comprimidos da seção transversal, especialmente em perfis com partes esbeltas.

A classificação das seções transversais é utilizada para avaliar a influência da flambagem local na resistência dos perfis de aço. Essa classificação depende principalmente da geometria da seção e da esbeltez dos seus elementos comprimidos. Seções mais compactas permitem melhor aproveitamento da resistência do aço, enquanto seções mais esbeltas podem apresentar redução na capacidade resistente devido à instabilidade local.

No contexto dos Estados Limites de Serviço (ELS), a ABNT NBR 8800 estabelece que os elementos estruturais solicitados exclusivamente à compressão devem apresentar índice de esbeltez máximo igual a 200, com o objetivo de limitar o aumento das imperfeições iniciais e evitar danos durante as etapas de fabricação, transporte e montagem.

2.5.8 Dimensionamento de Barras Submetidas ao Momento Fletor

De acordo com a ABNT NBR 8800, o dimensionamento de barras submetidas à flexão simples estabelece que o momento fletor solicitante de cálculo (M_{Sd}) não deve exceder o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}). O momento resistente de cálculo é obtido a partir do momento fletor resistente nominal (M_n), ponderado pelo coeficiente de minoração da resistência ($\gamma_{a1} = 1,10$), conforme a Equação (12):

$$M_{Rd} = \frac{M_n}{\gamma_{a1}} \quad (12)$$

Para a determinação do momento nominal (M_n), a norma estabelece que devem ser verificadas as condições associadas aos principais estados-limites aplicáveis aos elementos submetidos à flexão, devendo-se adotar para o dimensionamento o menor valor de resistência encontrado entre eles:

- **Escoamento da Seção (Plastificação Total):** Representa a capacidade máxima teórica

que a barra pode suportar, situação na qual todas as fibras da seção atingem a tensão de escoamento. O momento de plastificação é calculado por $M_{pl} = Z f_y$, onde Z é o módulo plástico de resistência da seção e f_y é a tensão de escoamento do aço.

- **Flambagem Lateral com Torção (FLT):** É o fenômeno de instabilidade global em que a viga, flexionada em torno de seu eixo de maior inércia, sofre torção e deslocamento lateral brusco na região que está comprimida. A resistência a este modo de falha depende diretamente da distância entre os pontos de contenção lateral (comprimento destravado, L_b).
- **Flambagem Local da Mesa e da Alma (FLM e FLA):** É a instabilidade que ocorre em partes isoladas da seção transversal: a Flambagem Local da Mesa comprimida (FLM) e a Flambagem Local da Alma (FLA) parcialmente comprimida. A resistência a esses fenômenos depende do índice de esbeltez local dos elementos (relação entre a largura e a espessura, denotado por λ). Se as esbeltezes λ forem menores que o limite de plastificação (λ_p), a seção é considerada "compacta" e não sofre flambagem local, podendo atingir o momento de plastificação plena.

As vigas devem ser verificadas quanto aos ELS, com restrições aos deslocamentos excessivos e às vibrações, de modo a garantir condições adequadas de desempenho, conforto e funcionalidade da estrutura durante sua vida útil. A ABNT NBR 8800 estabelece limites de flecha iguais a $L/350$ para vigas de piso e $L/250$ para vigas de cobertura, sendo L o vão da viga.

2.5.9 Dimensionamento de Barras Submetidas a Cisalhamento

Segundo a ABNT NBR 8800, a verificação de barras submetidas à força cortante exige que a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) seja menor ou igual à força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}).

A capacidade resistente nominal da alma de uma viga está diretamente relacionada à sua esbeltez, definida pela razão entre a altura livre da alma e sua espessura. Quanto maior essa esbeltez, maior a susceptibilidade a fenômenos de instabilidade, o que pode reduzir significativamente a resistência ao cisalhamento.

O colapso de vigas submetidas ao cisalhamento pode ocorrer principalmente por dois

mecanismos:

- **Escoamento por Cisalhamento (Plastificação da Alma):** Ocorre quando a alma possui baixa esbeltez e é capaz de desenvolver sua resistência plástica antes da ocorrência de instabilidade. Esse comportamento é típico de perfis laminados usuais.
- **Flambagem por Cisalhamento da Alma:** Ocorre em seções com almas mais esbeltas, especialmente em vigas soldadas ou de maior altura. Nessa situação, as tensões principais de compressão associadas ao cisalhamento podem provocar instabilidade local da alma, reduzindo a resistência nominal da seção.

A força cortante resistente de cálculo é obtida a partir da resistência nominal ao cisalhamento (V_n), minorada pelo coeficiente de ponderação da resistência ($\gamma_{a1} = 1,10$), conforme a Equação (13):

$$V_{Rd} = \frac{V_n}{\lambda_{a1}} \quad (13)$$

Assim, o valor da força cortante resistente nominal (V_n) é igual a força cortante de plastificação da alma (V_{pl}), determinada pela Equação (14), quando se tem o escoamento da alma e multiplicada por um coeficiente (C_v) para contabilizar os efeitos da flambagem inelástica ou elástica da alma, conforme a Equação (15):

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (14)$$

$$V_n = C_v V_{pl} \quad (15)$$

Sendo A_w a área efetiva de cisalhamento e f_y a tensão de escoamento do aço. O coeficiente C_v é igual a unidade quando não há flambagem e expresso em função da relação entre o parâmetro de esbeltez do elemento da seção transversal e o parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação, com expressões distintas para a flambagem inelástica e elástica.

2.5.10 Dimensionamento de Barras Submetidas aos Esforços combinados de Força Normal e Momento Fletor

Segundo a ABNT NBR 8800:2024, as barras de aço devem ser verificadas não apenas para esforços isolados, mas também para a atuação simultânea de solicitações.

Para barras submetidas à combinação de força axial e flexão biaxial, a norma estabelece expressões de interação entre os esforços solicitantes e as respectivas resistências de cálculo. De forma geral, devem ser atendidas as seguintes condições, conforme as Equações (16) e (17):

$$\text{Para: } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2; \quad \frac{N_{Rd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (16)$$

$$\text{Para: } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2; \quad \frac{N_{Rd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (17)$$

Nessas expressões, N_{Sd} representa a força axial solicitante de cálculo e N_{Rd} a força axial resistente de cálculo. Os termos $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ correspondem aos momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos principais da seção, enquanto $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ representam os respectivos momentos fletores resistentes de cálculo.

Essas expressões permitem avaliar a interação entre os efeitos de força normal e flexão, evitando que a verificação da barra seja feita de forma isolada para cada esforço. Em galpões industriais, essa análise é especialmente relevante em pilares e travessas dos pórticos principais, onde a combinação entre cargas verticais, vento e estabilidade global pode gerar solicitações simultâneas significativas

2.5.11 Influência da Rigidez das Ligações

No dimensionamento de estruturas de aço, as ligações exercem papel fundamental no comportamento global da estrutura, pois são responsáveis pela transferência de esforços entre vigas, pilares, contraventamentos e demais elementos estruturais. Em muitos modelos de cálculo, é comum simplificar essas ligações como perfeitamente rígidas ou perfeitamente rotuladas. Entretanto, na prática, grande parte das ligações apresenta comportamento intermediário, conhecido como ligação semirrígida.

A rigidez da ligação influencia diretamente a distribuição dos esforços internos, os deslocamentos da estrutura e a estabilidade global do sistema. Ligações mais rígidas tendem a transmitir momentos fletores de forma mais significativa, aumentando a continuidade entre os elementos. Já ligações mais flexíveis permitem maiores rotações relativas entre as barras, reduzindo a transferência de momento e aproximando o comportamento estrutural de um modelo articulado.

Segundo Normandia, Santos Junior e Santos (2024), a consideração incorreta da rigidez das ligações pode alterar os esforços atuantes, os deslocamentos e o dimensionamento final dos elementos estruturais. O estudo destaca que ligações idealizadas como rígidas ou flexíveis podem levar a resultados diferentes daqueles observados em uma situação real, especialmente quando a ligação possui comportamento semirrígido.

De forma simplificada, a rigidez rotacional da ligação pode ser representada pela relação entre o momento fletor transmitido e a rotação relativa entre os elementos conectados, conforme a Equação (18):

$$S_j = \frac{M_j}{\theta_j} \quad (18)$$

Onde, S_j é a rigidez rotacional da ligação; M_j o momento fletor atuante na ligação e θ_j é a rotação relativa entre os elementos conectados.

Assim, quanto maior o valor de S_j , mais rígida será a ligação. Quando esse valor é muito elevado, a ligação se aproxima do comportamento rígido; quando é muito baixo, aproxima-se de uma ligação articulada. Entre esses dois extremos, encontra-se o comportamento semirrígido, que pode representar de forma mais realista muitas ligações metálicas usuais.

No contexto da NBR 8800, a rigidez das ligações deve ser considerada de forma compatível com o modelo estrutural adotado. Ou seja, se a análise considera uma ligação rígida, o detalhamento da ligação deve garantir capacidade de transmitir os esforços correspondentes. Da mesma forma, caso a ligação seja considerada articulada, ela deve permitir a rotação prevista sem desenvolver momentos significativos.

Em estruturas sujeitas a ações horizontais, como vento ou sismo, a influência das ligações torna-se ainda mais relevante. A rigidez das ligações contribui para a rigidez lateral da edificação e para o controle dos deslocamentos horizontais. Por isso, em projetos de estruturas

de aço industriais, a definição adequada do tipo de ligação é essencial para garantir que o comportamento real da estrutura esteja coerente com o comportamento previsto na análise.

2.6 Critérios de Dimensionamento Segundo a AISC 360

O sistema normativo americano para estruturas metálicas é organizado de forma complementar entre diferentes normas. A AISC 360 estabelece os critérios gerais de dimensionamento dos elementos de aço, como barras tracionadas, barras comprimidas, barras fletidas, e elementos submetidos à combinação de esforços.

As ações atuantes na estrutura são definidas pela ASCE 7, que apresenta os procedimentos para determinação de cargas permanentes, sobrecargas, vento, neve, chuva, sismo e combinações de carregamento. Já em regiões sujeitas a ações sísmicas relevantes, a AISC 341 complementa a AISC 360 com requisitos específicos de projeto sismorresistente.

Diferentemente da prática brasileira, em que a NBR 8800 concentra o dimensionamento das estruturas de aço e a consideração sísmica tem aplicação mais limitada, o modelo americano trata o sismo como parte importante da concepção estrutural. Por isso, além da resistência dos elementos, são considerados aspectos como ductilidade, dissipação de energia e controle de deslocamentos.

Neste trabalho, as normas americanas serão utilizadas como referência para avaliar os impactos da consideração sísmica em uma estrutura de aço industrial. A análise será concentrada no comportamento global da estrutura, nos perfis adotados, nos deslocamentos, no peso total e nas reações de apoio, sem abordar o dimensionamento detalhado das ligações metálicas.

2.6.1 Métodos de Dimensionamento

A AISC 360 permite o dimensionamento de estruturas de aço por dois métodos principais: LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) e ASD (*Allowable Strength Design*). Segundo a norma, ambos os métodos de dimensionamento são aceitos, desde que sejam utilizadas as combinações de carregamento correspondentes a cada método.

O LRFD é baseado na majoração das ações e na redução da resistência nominal dos elementos estruturais. Nesse método, as cargas são multiplicadas por coeficientes de segurança e a resistência da peça é reduzida por um fator de resistência. A verificação pode ser representada, de forma simplificada, pela Equação (19):

$$R_u \leq \phi R_n \quad (19)$$

Onde, R_u é a solicitação de cálculo obtida com cargas majoradas; R_n é a resistência nominal do elemento estrutural e ϕ é o fator de resistência aplicado à resistência nominal.

O valor do fator ϕ varia de acordo com o tipo de solicitação e o modo de falha analisado. Para elementos submetidos à flexão, compressão axial e cisalhamento, adota-se usualmente 0,90. Já para estados-limites associados à ruptura, como tração na seção líquida e resistência de ligações parafusadas ou soldadas, são empregados valores mais conservadores, geralmente iguais a 0,75.

Esse método possui maior proximidade com a lógica adotada pela NBR 8800, pois também trabalha com a comparação entre solicitações de cálculo e resistências de cálculo.

O ASD, por outro lado, utiliza cargas em nível de serviço e compara essas solicitações com uma resistência admissível. Nesse caso, a resistência nominal do elemento é dividida por um fator de segurança, conforme indicado na Equação (20):

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (20)$$

Onde R_a é a solicitação obtida com combinações de serviço; R_n é a resistência nominal do elemento estrutural e Ω é o fator de segurança aplicado à resistência nominal.

Assim como ocorre no método LRFD, o valor de Ω varia conforme o tipo de solicitação e o estado-limite considerado. Para elementos submetidos à flexão, compressão axial e cisalhamento, a AISC 360 adota usualmente $\Omega=1,67$. Já para estados-limites associados à ruptura, como tração na seção líquida e resistência de ligações, são empregados valores mais elevados, tipicamente iguais a 2,0.

Além da distinção entre os métodos LRFD e ASD, a AISC 360 também estrutura o dimensionamento com base na verificação de estados limites. De forma geral, a norma considera dois grupos principais: os estados limites de resistência e os estados limites de serviço.

Os estados limites de resistência estão associados à segurança estrutural e representam situações em que o elemento ou o sistema estrutural pode atingir sua capacidade máxima resistente. Já os estados limites de serviço estão relacionados ao desempenho da estrutura

durante sua utilização normal, sem necessariamente representar risco imediato de colapso. Nesse grupo, são avaliados aspectos como deslocamentos verticais excessivos, deslocamentos horizontais, vibrações, deformações permanentes, fissuração ou danos em elementos não estruturais e limitações relacionadas ao conforto e à funcionalidade da edificação.

Assim, a filosofia da AISC 360 não se limita apenas à verificação da resistência dos perfis metálicos, mas também contempla o comportamento global da estrutura em condições de uso. Essa abordagem é semelhante à adotada pela NBR 8800, que também distingue os Estados Limites Últimos, associados à segurança estrutural, dos Estados Limites de Serviço, associados ao desempenho e à utilização da edificação.

Neste trabalho, o método LRFD será adotado como principal referência para comparação com a prática brasileira, por apresentar maior compatibilidade conceitual com o método dos estados limites. Dessa forma, a análise da norma americana será concentrada nas combinações de carregamento e nos efeitos das ações sísmicas sobre o comportamento global da estrutura.

2.6.2 Carregamentos

No dimensionamento de estruturas de aço segundo as normas norte-americanas, a definição dos carregamentos atuantes é regida pela ASCE 7. Dessa forma, a norma estabelece as ações que devem ser consideradas no modelo estrutural, como cargas permanentes, sobrecargas de uso, vento, neve, chuva e sismo.

- **Ações Permanentes**

Segundo a ASCE 7, as cargas permanentes, indicadas por D (Dead Load), correspondem ao peso próprio dos elementos estruturais e ao peso de todos os componentes fixos incorporados à edificação. Essas cargas incluem elementos como estrutura principal, pisos, coberturas, revestimentos, fechamentos, instalações permanentes e demais componentes que permanecerão aplicados durante a vida útil da construção.

- **Ações Variáveis**

A norma também define as sobrecargas de uso, indicadas por L (Live Load), como ações

variáveis associadas à ocupação e utilização da edificação. Essas cargas dependem da finalidade do ambiente e representam efeitos como presença de pessoas, mobiliário, materiais armazenados, equipamentos móveis e atividades previstas para o uso da estrutura.

- **Ações de Vento**

Segundo a ASCE 7, as ações de vento devem ser determinadas a partir da velocidade básica do vento da região em que a edificação será implantada. A partir desse valor inicial, a norma aplica fatores de correção relacionados às condições de exposição, topografia, direcionalidade, altura da edificação e características geométricas da construção.

De forma geral, o procedimento da ASCE 7 busca transformar a velocidade básica do vento em uma pressão dinâmica atuante sobre a estrutura. Essa pressão pode ser representada pela Equação (20):

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot K_e \cdot V^2 \quad (21)$$

Onde, q_z é a pressão dinâmica do vento na altura considerada; K_z é o coeficiente de exposição, relacionado à altura da edificação e às características do terreno; K_{zt} é o fator topográfico, utilizado quando o relevo influencia a velocidade do vento; K_d é o fator de direcionalidade do vento; K_e é o fator de elevação, associado à altitude do local e V é a velocidade básica do vento.

Após a obtenção da pressão dinâmica, a ASCE 7 utiliza coeficientes de pressão externa e interna para determinar as pressões finais atuantes nas superfícies da edificação. De forma simplificada, essas pressões dependem da forma da estrutura, da inclinação da cobertura, da existência de aberturas e da direção de incidência do vento.

Assim como no procedimento brasileiro, a ação do vento na norma americana é obtida por etapas: primeiro define-se a velocidade básica, depois aplicam-se fatores de correção e, por fim, calculam-se as pressões atuantes sobre a estrutura. A principal diferença está na forma como cada norma define seus mapas, coeficientes e categorias de exposição.

- **Ações de Chuva e Neve**

Segundo a ASCE 7, além das cargas permanentes, sobrecargas de uso, vento e sismo, também devem ser avaliadas ações ambientais como chuva e neve, quando aplicáveis à região e ao tipo de edificação analisada. Essas ações são tratadas como carregamentos gravitacionais,

pois atuam predominantemente no sentido vertical, devido ao acúmulo de água ou neve sobre a estrutura.

A carga de chuva está associada ao acúmulo de água em coberturas, principalmente em situações nas quais o sistema de drenagem não é suficiente para evitar empoçamento. Esse efeito é mais relevante em coberturas com pequena inclinação, nas quais o acúmulo progressivo de água pode aumentar as solicitações verticais sobre a estrutura.

A carga de neve, por sua vez, corresponde ao peso da neve acumulada sobre coberturas. A ASCE 7 considera fatores como localização da edificação, carga de neve no solo, exposição ao vento, inclinação da cobertura, condição térmica e possibilidade de acúmulos não uniformes. Assim, em regiões sujeitas a baixas temperaturas, a neve pode representar uma ação relevante no dimensionamento estrutural.

No presente trabalho, as ações de chuva e neve serão apresentadas apenas de forma conceitual, sem desenvolvimento detalhado no modelo comparativo. Essa escolha se justifica porque a análise será concentrada na introdução da ação sísmica, considerada o principal diferencial entre os cenários normativos estudados. Além disso, chuva e neve são ações gravitacionais, não alterando de forma significativa a filosofia global de projeto quando comparadas às demais cargas verticais já consideradas.

- **Ações Sísmicas**

As ações sísmicas também são contempladas pela ASCE 7, sendo tratadas como uma das solicitações ambientais que podem atuar sobre edificações e outras estruturas. Entretanto, diferentemente das ações gravitacionais, de vento, chuva e neve, o sismo não é definido apenas pela aplicação direta de uma pressão ou carga vertical. Sua determinação depende de parâmetros específicos, como a ameaça sísmica do local, a classe de solo, a categoria de risco da estrutura, o espectro de resposta de projeto e o sistema resistente a forças sísmicas.

Por essa razão, as ações sísmicas serão tratadas em tópico próprio, uma vez que representam o principal diferencial entre o procedimento usual de dimensionamento adotado no Brasil e a metodologia prevista no sistema normativo americano. Dessa forma, após a apresentação geral dos carregamentos definidos pela ASCE 7 e dos critérios de dimensionamento de AISC 360, será detalhado o processo de obtenção da demanda sísmica, incluindo a definição dos parâmetros espectrais, da Categoria de Projeto Sísmico, do sistema

resistente, do período fundamental, do cortante basal e da distribuição das forças laterais equivalentes.

2.6.3 Combinações de Ações

Além da definição individual dos carregamentos, a ASCE 7 também estabelece as combinações de ações que devem ser consideradas no dimensionamento estrutural. Essas combinações têm como objetivo representar situações críticas de projeto, levando em conta a possibilidade de atuação simultânea entre cargas permanentes, cargas variáveis, vento, neve, chuva e sismo.

No sistema normativo americano, as combinações de carregamento são utilizadas para determinar os esforços solicitantes que serão posteriormente empregados nas verificações da AISC 360. Assim, a ASCE 7 define a forma de combinar as ações, enquanto a AISC 360 estabelece os critérios de resistência e estabilidade dos elementos de aço.

Para o dimensionamento por resistência, as combinações básicas podem ser representadas, de forma geral, por:

$$\begin{aligned}
 &1,4D \\
 &1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \\
 &1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (L \text{ ou } 0,5W) \\
 &1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \\
 &1,2D + 1,0E + L + 0,2S \\
 &0,9D + 1,0W \\
 &0,9D + 1,0E
 \end{aligned} \tag{22}$$

Sendo, D a carga permanente; L a carga variável de uso; L_r a carga variável de cobertura; S a carga de neve; R a carga de chuva; W a ação do vento e E o efeito sísmico.

Essas combinações mostram que a ação permanente pode atuar tanto de forma desfavorável quanto favorável à segurança da estrutura. Por isso, em algumas situações, utiliza-se 1,2D, quando o peso próprio contribui para o aumento dos esforços solicitantes, e 0,9D, quando a redução da carga permanente pode ser mais crítica, como em verificações de tombamento, levantamento de bases ou perda de estabilidade sob vento ou sismo.

As ações variáveis, por sua vez, são combinadas com fatores diferentes conforme sua probabilidade de atuação simultânea. A carga variável principal da combinação recebe fator mais elevado, enquanto as demais ações acompanhantes aparecem com coeficientes reduzidos. Essa lógica evita considerar, de forma excessivamente conservadora, que todas as ações variáveis atinjam seus valores máximos ao mesmo tempo.

No caso das ações ambientais, a ASCE 7 diferencia as combinações envolvendo vento e sismo. As combinações com vento são importantes para avaliar deslocamentos laterais, esforços em pórticos, contraventamentos e reações de apoio. Já as combinações com sismo utilizam o efeito sísmico E , que inclui não apenas a parcela horizontal da ação sísmica, mas também, quando aplicável, a componente vertical e os fatores específicos definidos pela norma. Devido à importância desse carregamento para o presente trabalho, a determinação detalhada do efeito sísmico será tratada em tópico próprio.

2.6.4 Análise Estrutural

A AISC 360 também apresenta critérios para a análise da estabilidade estrutural. A norma considera os efeitos de segunda ordem, as imperfeições geométricas iniciais e a redução de rigidez dos elementos estruturais. Esses aspectos são especialmente relevantes em estruturas de aço, que geralmente apresentam elementos mais esbeltos e maior sensibilidade a deslocamentos laterais. Nesse contexto, o Método da Análise Direta é empregado para incorporar, no modelo estrutural, os efeitos associados à instabilidade global e à perda de rigidez, permitindo obter esforços mais compatíveis com o comportamento real da estrutura.

2.6.5 Dimensionamento de Barras Tractionadas

Para barras submetidas à tração, a AISC 360 considera dois estados-limites principais: o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida efetiva. O escoamento da seção bruta está associado à plastificação do elemento ao longo de sua área total, enquanto a ruptura da seção líquida ocorre em regiões enfraquecidas por furos, ligações ou concentração de tensões. As resistências nominais ao escoamento da seção bruta e à ruptura da seção líquida efetiva podem ser representadas, de forma simplificada, respectivamente pelas Equações (23) e (24):

$$P_n = F_y A_g \quad (23)$$

$$P_n = F_u A_e \quad (24)$$

Onde, P_n é a resistência nominal à tração; F_y é a tensão de escoamento do aço; F_u é a tensão última do aço; A_g a área bruta da seção transversal e A_e a área líquida efetiva.

2.6.6 Dimensionamento de Barras Comprimidas

A classificação das seções transversais dos perfis de aço é realizada a partir das relações largura/espessura dos componentes da seção, permitindo identificar se o perfil possui comportamento compacto, não compacto ou esbelto. Seções compactas são capazes de desenvolver plastificação plena antes da ocorrência de instabilidades locais. Seções não compactas podem atingir o escoamento, mas não necessariamente desenvolvem toda a capacidade plástica da seção. Já seções esbeltas apresentam maior suscetibilidade à flambagem local, exigindo redução da resistência nominal.

Nas barras comprimidas, a resistência é governada principalmente pelos fenômenos de instabilidade. A AISC 360 considera a possibilidade de flambagem global por flexão, torção ou flexo-torção, além da flambagem local em elementos esbeltos da seção. A resistência nominal à compressão é representada pela Equação (25):

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (25)$$

Onde, P_n é a resistência nominal à compressão; F_{cr} é a tensão crítica de flambagem e A_g a área bruta da seção transversal.

A tensão crítica de flambagem depende da esbeltez da barra, representada pela relação KL/r , e da tensão crítica elástica de Euler, conforme Equação (26):

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (26)$$

Onde F_e é a tensão crítica elástica de Euler; E é o módulo de elasticidade do aço; K é o coeficiente de comprimento efetivo de flambagem; L o comprimento destravado da barra e r o raio de giração da seção transversal.

Dessa forma, quanto maior a esbeltez da barra, maior a tendência de perda de capacidade resistente por instabilidade antes que o aço atinja sua tensão de escoamento. Em estruturas de aço industriais, essa verificação é especialmente importante para pilares, diagonais de contraventamento e demais elementos comprimidos do sistema estrutural.

2.6.7 Dimensionamento de Barras Submetidas ao Momento Fletor

Para barras submetidas à flexão, a AISC 360 considera diferentes estados-limites de resistência, dependendo da classificação da seção e do comprimento destravado do elemento. Os principais modos de falha envolvem a plastificação da seção transversal, a flambagem lateral com torção e a flambagem local da mesa ou da alma comprimida. Para seções compactas e devidamente travadas lateralmente, a resistência pode atingir o momento plástico. A Equação (27), demonstra o cálculo do Momento Plástico da seção:

$$M_p = F_y Z \quad (27)$$

Onde, M_p é o momento plástico da seção; F_y é a tensão de escoamento do aço e Z é o módulo plástico da seção.

Entretanto, quando a viga possui comprimento destravado elevado, a flambagem lateral com torção pode governar o dimensionamento. Nesse caso, a resistência à flexão passa a depender do comprimento destravado L_b , dos comprimentos limites L_p e L_r , e do fator C_b , que considera a influência da distribuição de momentos ao longo do trecho analisado. Assim, vigas com melhor contenção lateral ou com diagramas de momento mais favoráveis tendem a apresentar maior resistência à flexão.

2.6.8 Dimensionamento de Barras Submetidas ao Cisalhamento

Para elementos submetidos ao cisalhamento, a AISC 360 trata principalmente da resistência da alma dos perfis. Em vigas de alma cheia, a resistência pode ser governada pelo escoamento por cisalhamento ou pela flambagem da alma, dependendo da relação entre a altura livre da alma e sua espessura. De forma simplificada, a resistência nominal ao cisalhamento pode ser expressa pela Equação (28):

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (28)$$

Onde, V_n é a resistência nominal ao cisalhamento; F_y a tensão de escoamento do aço; A_w a área da alma e C_v coeficiente de redução associado à flambagem da alma.

Quando a alma não apresenta elevada esbelteza, o coeficiente C_v tende a ser igual a 1,0, e a resistência é governada pelo escoamento por cisalhamento. Para almas mais esbeltas, a flambagem passa a reduzir a capacidade resistente, podendo exigir verificações adicionais ou a utilização de enrijecedores.

2.6.9 Dimensionamento de Barras Submetidas aos Esforços Combinados de Força Normal e Momento Fletor

Além das solicitações isoladas, a AISC 360 também estabelece critérios para elementos submetidos à combinação de esforços. Essa situação é comum em pórticos de aço industriais, nos quais pilares e vigas podem estar sujeitos simultaneamente a força axial, momento fletor e esforço cortante. Para elementos submetidos à força axial e flexão, a norma utiliza equações de interação. Para níveis mais elevados de força axial, a verificação pode ser representada pelas Equações (29) e (30):

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2; \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (29)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2; \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (30)$$

Onde, P_r é a força axial solicitante; P_c a resistência axial disponível; M_{rx} e M_{ry} são os momentos fletores solicitantes nos eixos principais; M_{cx} e M_{cy} são as resistências à flexão disponíveis nos eixos principais.

Essas equações permitem avaliar de forma conjunta os efeitos de compressão e flexão, evitando que o elemento seja verificado separadamente para cada solicitação. Essa abordagem é essencial em estruturas industriais, nas quais os elementos principais do pórtico frequentemente trabalham sob ações combinadas de cargas gravitacionais, vento e sismo.

2.6.10 Estados-Limites de Serviço

Nos estados-limites de serviço, a análise busca garantir que a estrutura apresente comportamento adequado durante sua utilização. De forma geral, devem ser verificados deslocamentos, deformações e vibrações, conforme critérios de projeto. As verificações podem ser representadas genericamente pelas Equações (31) e (32).

$$\Delta \leq \Delta_{lim} \quad (31)$$

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \leq \theta_{lim} \quad (32)$$

Onde, Δ é o deslocamento calculado da estrutura ou do elemento; Δ_{lim} é o deslocamento limite admissível; θ representa o deslocamento horizontal relativo entre níveis consecutivos; h a altura entre níveis e θ_{lim} o limite admissível desse deslocamento relativo.

2.7 Critérios de Dimensionamento de Ações Sísmicas

Diferentemente das cargas gravitacionais, o sismo não atua como uma força aplicada diretamente sobre a edificação. Ele resulta do movimento do solo, que provoca acelerações na base da estrutura e gera forças inerciais proporcionais à massa da edificação. Como a estrutura possui massa, esse movimento gera forças inerciais horizontais, que passam a atuar nos elementos resistentes. Por isso, a consideração sísmica depende diretamente do peso da estrutura e de sua resposta dinâmica.

2.7.1 Parâmetros Sísmicos do Local

A ASCE 7 inicia a definição da ação sísmica a partir dos parâmetros de aceleração espectral do local. Esses parâmetros representam a intensidade sísmica de referência da região e são indicados, principalmente, por:

- S_5 : aceleração espectral para períodos curtos;
- S_1 : aceleração espectral para o período de 1 segundo.

Esses valores são obtidos a partir de mapas ou ferramentas de consulta sísmica,

considerando a localização da edificação. Regiões com maior perigo sísmico apresentam valores mais elevados desses parâmetros, resultando em maiores solicitações horizontais de projeto.

2.7.2 Classe de Solo

Após a definição dos parâmetros sísmicos do local, a ASCE 7 considera a influência das condições geotécnicas do terreno por meio da classificação da classe de solo, denominada *Site Class*. Isso acontece porque o solo pode modificar o movimento sísmico transmitido à estrutura, amplificando ou reduzindo a resposta em determinados períodos de vibração.

A classificação do solo é feita principalmente com base na velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento nos primeiros 30m do terreno, denominada V_{S30} . Quanto maior esse valor, mais rígido tende a ser o terreno. Solos mais deformáveis apresentam menores valores de V_{S30} e podem amplificar os efeitos sísmicos.

De forma geral, a ASCE 7 classifica o terreno nas seguintes classes, conforme a Tabela 1 a seguir:

Tabela 1 – Classificação do solo

Classe de solo	Caracterização geral
A	Rocha dura
B	Rocha
C	Solo muito denso ou rocha mole
D	Solo rígido
E	Solo mole
F	Solo especial, exigindo avaliação específica

Fonte: Adaptação da Norma ASCE 7

De acordo com a norma, quando as propriedades do solo não são conhecidas ou quando não há informações geotécnicas suficientes para uma classificação mais precisa, admite-se, de forma usual, a adoção da Classe D como condição de referência preliminar.

A classe de solo influencia diretamente os fatores de amplificação F_a e F_v , utilizados para ajustar os parâmetros sísmicos do local:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (33)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (34)$$

Onde S_{MS} é a aceleração espectral ajustada para períodos curtos; S_{M1} é a aceleração espectral ajustada para o período de 1 segundo; F_a é o fator de amplificação do solo para períodos curtos; F_v é o fator de amplificação do solo para o período de 1 segundo.

Os coeficientes F_a e F_v são obtidos por meio das tabelas do Capítulo 11 da ASCE 7, que relacionam a classe de solo aos parâmetros de aceleração espectral S_S e S_1 . O fator F_a está associado à amplificação da resposta espectral em períodos curtos, enquanto F_v está associado à amplificação da resposta para o período de 1,0 segundo. Assim, esses coeficientes ajustam os parâmetros sísmicos mapeados às condições geotécnicas específicas do local da obra.

Em seguida, são obtidos os parâmetros sísmicos de projeto, conforme Equações (35) e (36):

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (35)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (36)$$

Onde S_{DS} é a aceleração espectral de projeto para períodos curtos e S_{D1} é a aceleração espectral de projeto para o período de 1 segundo.

Assim, a classe de solo interfere diretamente na demanda sísmica aplicada à estrutura, não sendo apenas uma informação geotécnica complementar.

2.7.3 Categoria de Risco

A ASCE 7 também classifica as edificações conforme sua categoria de risco, definida de acordo com as consequências associadas a uma possível falha estrutural. Essa classificação considera o risco à vida humana, o impacto econômico e a importância da edificação em situações de emergência.

As categorias podem ser resumidas, conforme Tabela 2:

Tabela 2 – Classificação das categorias de risco

Categoria de risco	Caracterização geral
I	Estruturas com baixo risco à vida humana em caso de falha
II	Estruturas usuais, não enquadradas nas categorias I, III ou IV
III	Estruturas cuja falha pode representar risco substancial à vida humana ou impacto econômico/social elevado
IV	Estruturas essenciais, que devem permanecer operacionais após eventos extremos

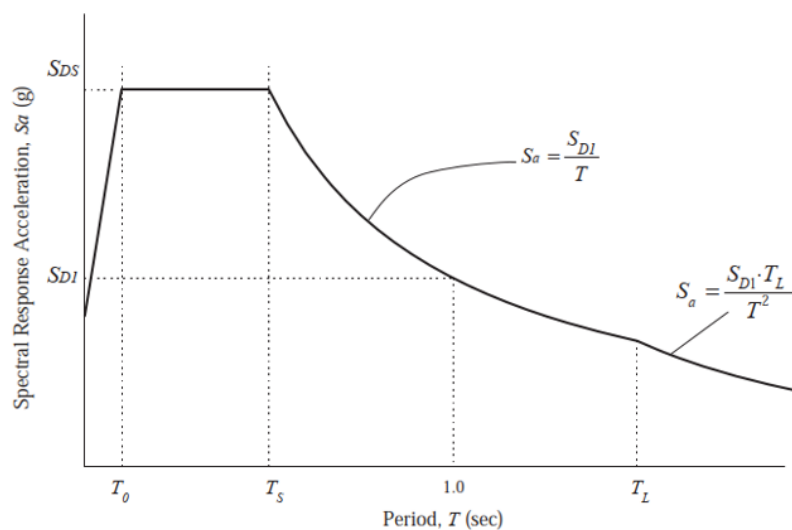
Fonte: Adaptação da Norma ASCE 7

Essa categoria influencia o nível de exigência do projeto, especialmente por meio do fator de importância sísmica, representado por I_e . Estruturas de maior importância recebem maior rigor de dimensionamento, pois sua falha pode gerar consequências mais graves.

2.7.4 Espectro de Resposta de Projeto

Com a obtenção dos parâmetros S_{DS} e S_{D1} , a ASCE 7 permite a construção do espectro de resposta de projeto (Figura 7), utilizado para representar a demanda sísmica em função do período natural da estrutura. Esse espectro relaciona a aceleração espectral de projeto com o período de vibração, permitindo avaliar como estruturas mais rígidas ou mais flexíveis respondem ao movimento sísmico do solo.

Figura 7 – Espectro de Resposta de Projeto



Fonte: ASCE 7-16

O período fundamental representa a principal característica dinâmica da edificação. Estruturas mais rígidas tendem a apresentar períodos menores, enquanto estruturas mais flexíveis apresentam períodos maiores. Dessa forma, duas estruturas localizadas na mesma região sísmica podem apresentar demandas diferentes, dependendo de suas características dinâmicas.

Na ASCE 7, o espectro de projeto é definido principalmente pelos parâmetros S_{DS} , S_{D1} e T_L . Os dois primeiros são obtidos a partir dos parâmetros sísmicos ajustados ao solo, enquanto T_L representa o período de transição para longos períodos. Além disso, são definidos os períodos característicos T_0 e T_S , conforme as Equações (37) e (38):

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (37)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (38)$$

A partir desses parâmetros, a aceleração espectral de projeto S_a pode ser determinada conforme o intervalo de período em que a estrutura se encontra. Para períodos muito baixos, a aceleração aumenta progressivamente até atingir o valor de S_{DS} . Para períodos intermediários, o espectro apresenta um patamar de aceleração constante. Já para períodos maiores, a aceleração espectral passa a diminuir em função do aumento do período estrutural.

De forma simplificada, o espectro pode ser representado pelas seguintes Equações:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right), \quad 0 \leq T \leq T_0 \quad (39)$$

$$S_a = S_{DS}, \quad T_0 < T \leq T_S \quad (40)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}, \quad T_S < T \leq T_L \quad (41)$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}, \quad T > T_L \quad (42)$$

2.7.5 Categoria de Projeto Sísmico — SDC

Após a obtenção dos parâmetros sísmicos de projeto, a ASCE 7 classifica a estrutura em uma Categoria de Projeto Sísmico, denominada *Seismic Design Category* (SDC). Essa classificação é utilizada para definir o nível de rigor que deverá ser adotado no projeto, considerando a intensidade da ação sísmica esperada no local e a consequência associada a uma eventual falha estrutural.

A SDC é determinada a partir dos valores de S_{DS} e S_{D1} , em conjunto com a categoria de risco da edificação. As categorias são representadas pelas letras A, B, C, D, E e F, em ordem crescente de severidade. Estruturas enquadradas em categorias mais baixas estão associadas a menores exigências sísmicas e podem, em geral, ser verificadas por procedimentos mais simplificados. Já estruturas classificadas em categorias mais elevadas exigem maior rigor na análise estrutural, no controle de deslocamentos, na verificação de irregularidades e na escolha do sistema resistente às forças sísmicas.

A importância da SDC está no fato de que ela influencia diretamente os métodos de análise permitidos pela ASCE 7. Dependendo da categoria sísmica, da altura e da regularidade da estrutura, pode ser permitido o uso do método da força lateral equivalente, ou pode ser necessária a aplicação de métodos mais refinados, como a análise modal espectral ou a análise no histórico do tempo.

As Tabelas 3 e 4 apresentam a Categoria de Projeto Sísmico de acordo com os valores de S_{DS} e S_{D1} .

Tabela 3 – Categoria de projeto sísmico para S_{DS}

Valor de SDS	Categoria de Risco	Categoria de Risco
	I, II ou III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Fonte: Adaptado da ASCE 7-16

Tabela 4 – Categoria de projeto sísmico para S_{D1}

Valor de $SD1$	Categoria de Risco	
	I, II ou III	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD1$	D	D

Fonte: Adaptado da ASCE 7-16

2.7.6 Sistema Resistente a Forças Sísmicas e Coeficientes do Sistema Estrutural

Segundo a ASCE 7, após a definição dos parâmetros sísmicos de projeto e da Categoria de Projeto Sísmico, deve-se identificar o Sistema Resistente a Forças Sísmicas, denominado *Seismic Force-Resisting System* (SFRS). Esse sistema corresponde ao conjunto de elementos estruturais responsáveis por resistir às forças laterais geradas pelo sismo e transferi-las, de forma contínua, até as fundações.

Entre os sistemas usuais em estruturas de aço, destacam-se os pórticos resistentes a momento e os pórticos contraventados concêntricos. Nos pórticos resistentes a momento, as ações laterais são resistidas pela rigidez à flexão das vigas, pilares e ligações, sendo o OMF (*Ordinary Moment Frame*) uma das classificações previstas pela norma para pórticos ordinários. Já nos pórticos contraventados concêntricos, a estabilidade lateral é fornecida principalmente por diagonais de contraventamento, destacando-se o OCBF (*Ordinary Concentrically Braced Frame*) como sistema ordinário bastante utilizado em estruturas metálicas industriais, devido à sua elevada rigidez lateral e simplicidade construtiva.

A escolha do SFRS influencia diretamente os coeficientes utilizados no cálculo sísmico. Segundo a ASCE 7, os valores desses coeficientes são obtidos por meio de tabelas específicas da norma, conforme a tipologia do sistema resistente adotado. Entre os principais coeficientes definidos nessas tabelas, destacam-se os demonstrados na Tabela 5:

Tabela 5 - Coeficientes sísmicos para diferentes sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas em aço

Sistema estrutural (SFRS)	R	Ω_0	C_d
Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)	3,25	2,0	3,25
Special Concentrically Braced Frames (SCBF)	6,0	2,0	5,0
Buckling-Restrained Braced Frames (BRBF)	8,0	2,5	5,0
Ordinary Moment Frames (OMF)	3,5	3,0	3,0
Intermediate Moment Frames (IMF)	4,5	3,0	4,0
Special Moment Frames (SMF)	8,0	3,0	5,5
Steel Plate Shear Walls (SPSW)	7,0	2,5	6,0

Onde, R é o fator de modificação da resposta; Ω_0 é o fator de sobre-resistência; C_d é o fator de amplificação de deslocamentos.

O coeficiente R , segundo a norma, representa a capacidade do sistema estrutural de dissipar energia por meio de comportamento inelástico. Sistemas com maior ductilidade recebem valores mais elevados de R , permitindo a redução das forças sísmicas elásticas de projeto. Entretanto, essa redução está condicionada à capacidade do sistema de desenvolver deformações inelásticas de forma estável e controlada.

O coeficiente Ω_0 , denominado fator de sobre-resistência, é utilizado em verificações específicas de elementos que devem resistir a esforços superiores aos obtidos diretamente na análise elástica. Esse fator é aplicado principalmente em componentes associados ao caminho de carga sísmico, como bases, coletores, ligações e elementos que devem permanecer essencialmente elásticos enquanto outras regiões da estrutura dissipam energia.

Já o coeficiente C_d é utilizado para amplificar os deslocamentos obtidos na análise elástica, permitindo estimar os deslocamentos de projeto associados ao comportamento inelástico da estrutura. Dessa forma, esse fator é empregado nas verificações de deslocamentos laterais, derivas e efeitos de segunda ordem.

Além de fornecer os valores de R , Ω_0 e C_d , as tabelas da ASCE 7 também indicam limitações de uso e referências normativas associadas a cada sistema estrutural. Assim, a definição do SFRS permite ao projetista identificar não apenas os coeficientes que serão

utilizados no cálculo da ação sísmica, mas também quais requisitos normativos deverão ser atendidos no dimensionamento.

Em termos gerais, a ASCE 7 define a ação sísmica, os sistemas resistentes permitidos e os coeficientes associados ao SFRS. A AISC 360 permanece como a norma base para a verificação resistente dos elementos de aço. Já a AISC 341 passa a ser aplicada quando a Categoria de Projeto Sísmico e o sistema estrutural adotado exigem requisitos específicos de detalhamento sismorresistente, ductilidade e dissipação de energia.

2.7.7 Período Fundamental da Estrutura

Segundo a ASCE 7, o período fundamental da estrutura representa uma das principais propriedades dinâmicas utilizadas na determinação da ação sísmica. Esse parâmetro indica o tempo necessário para que a estrutura complete um ciclo de vibração em seu modo fundamental. Estruturas mais rígidas apresentam períodos menores, enquanto estruturas mais flexíveis apresentam períodos maiores.

No dimensionamento sísmico, o período é importante porque define em qual trecho do espectro de resposta a estrutura será avaliada. Assim, duas estruturas localizadas na mesma região sísmica, submetidas aos mesmos parâmetros S_{DS} e S_{D1} , podem apresentar demandas sísmicas diferentes caso possuam rigidez, massa e sistemas resistentes distintos. De forma geral, estruturas de menor período tendem a experimentar maiores acelerações, enquanto estruturas de maior período podem apresentar menores acelerações espectrais, porém deslocamentos laterais mais significativos.

A ASCE 7 permite estimar o período aproximado da estrutura por meio da seguinte Equação (43):

$$T_a = C_t h_n^x \quad (43)$$

Onde, T_a é o período fundamental aproximado da estrutura; C_t é o coeficiente dependente do tipo de sistema estrutural; h_n é a altura da estrutura acima da base; x é o expoente definido em função do sistema estrutural.

Os valores de C_t e x são obtidos nas tabelas da ASCE 7, de acordo com a tipologia do

sistema resistente a forças sísmicas. Além disso, quando o período é determinado por análise computacional, como em modelos tridimensionais em softwares estruturais, a norma impõe um limite superior para evitar a adoção de períodos excessivamente elevados e incompatíveis com o comportamento físico esperado da estrutura.

Esse limite pode ser representado pela Equação (44):

$$T \leq C_u T_a \quad (44)$$

Onde, T é o período fundamental utilizado no cálculo sísmico; C_u é o coeficiente de limitação do período calculado; T_a é o período fundamental aproximado.

O coeficiente C_u também é obtido em tabela da ASCE 7 e varia em função dos parâmetros sísmicos de projeto. Dessa forma, mesmo que o modelo computacional forneça um período maior, o valor utilizado no cálculo da força sísmica deve respeitar o limite normativo. Essa restrição é necessária porque períodos artificialmente elevados podem reduzir indevidamente a aceleração espectral e, consequentemente, o cortante basal sísmico.

2.7.8 Método da Força Lateral Equivalente

Um dos procedimentos previstos pela ASCE 7 é o método da força lateral equivalente. Nesse método, o efeito dinâmico do sismo é representado por forças horizontais estáticas equivalentes aplicadas ao modelo estrutural.

Inicialmente, calcula-se o cortante basal sísmico, que corresponde à força horizontal total aplicada na base da estrutura conforme Equação (45):

$$V = C_s W \quad (45)$$

Onde V é o cortante basal sísmico; C_s é o coeficiente de resposta sísmica; W é o peso sísmico efetivo da estrutura.

Segundo a ASCE 7, o coeficiente de resposta sísmica C_s é utilizado para transformar o peso sísmico efetivo da estrutura em cortante basal sísmico. Diferentemente dos coeficientes R , Ω_0 e C_d , que são obtidos em tabelas conforme o sistema resistente adotado, o C_s é calculado por meio de equações normativas. Esse coeficiente depende dos parâmetros sísmicos de projeto, do

fator de importância da edificação, do fator de modificação da resposta e do período fundamental da estrutura.

A Equação (46) demonstra a expressão básica para o cálculo do coeficiente:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \quad (46)$$

Onde, S_{DS} é a aceleração espectral de projeto para períodos curtos; R é o fator de modificação da resposta do sistema estrutural; I_e é o fator de importância sísmica da edificação.

A norma também estabelece valores mínimos para o coeficiente, garantindo que a força sísmica de projeto não seja excessivamente reduzida. De forma geral, o coeficiente deve respeitar os seguintes limites mínimos demonstrados nas Equações (47) e (48):

$$C_s \geq 0,044 S_{DS} I_e \quad (47)$$

$$C_s \geq 0,01 \quad (48)$$

O peso sísmico efetivo W corresponde à parcela do peso da edificação que participa da resposta inercial durante o sismo. Esse valor não deve ser entendido apenas como o peso próprio da estrutura metálica, nem como a soma integral de todas as cargas gravitacionais do modelo. Conforme a ASCE 7, o W deve incluir as massas que provavelmente estarão presentes durante o evento sísmico, como cargas permanentes, fechamentos, coberturas, plataformas, equipamentos fixos e cargas operacionais relevantes. Em estruturas industriais, essa definição é importante, pois equipamentos, tubulações, passarelas e materiais permanentes podem contribuir significativamente para a massa sísmica considerada no cálculo.

Após o cálculo do cortante basal, a força horizontal total é distribuída ao longo da altura da estrutura. Essa distribuição considera o peso associado a cada nível e sua altura em relação à base.

De forma simplificada, níveis superiores tendem a receber parcelas maiores da força sísmica equivalente, pois possuem maior participação na resposta global da estrutura. Com isso, o sismo é transformado em forças laterais aplicáveis ao modelo estrutural, permitindo a obtenção dos esforços internos, deslocamentos e reações de apoio.

2.7.9 Distribuição Vertical das Forças Sísmicas

Após a determinação do cortante basal sísmico V , a ASCE 7 estabelece que essa força total deve ser distribuída ao longo da altura da estrutura. Essa etapa é necessária porque as forças de inércia geradas pelo sismo não atuam concentradas em um único ponto, mas se distribuem conforme a massa e a altura dos diferentes níveis da edificação.

Segundo a ASCE 7, a força sísmica aplicada em cada nível da estrutura pode ser determinada pela Equação (49):

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (49)$$

Onde, F_x é a força lateral sísmica aplicada no nível x ; C_{vx} é o fator de distribuição vertical; V é o cortante basal sísmico da estrutura.

O fator de distribuição vertical C_{vx} é calculado considerando o peso sísmico efetivo associado a cada nível e sua respectiva altura em relação à base, conforme Equação (50).

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (50)$$

Onde w_x é a parcela do peso sísmico efetivo localizada no nível x ; h_x é a altura do nível x em relação à base; w_i é a parcela do peso sísmico efetivo localizada no nível i ; h_i é a altura do nível i em relação à base; k é o expoente de distribuição associado ao período fundamental da estrutura; n é o número total de níveis considerados.

O expoente k depende do período fundamental da estrutura. Para estruturas com período menor ou igual a 0,5 s, adota-se $k = 1$. Para estruturas com período maior ou igual a 2,5 s, adota-se $k = 2$. Para períodos intermediários, entre 0,5 s e 2,5 s, a norma permite a interpolação linear entre esses valores. Essa consideração faz com que estruturas mais flexíveis, com maiores períodos, tenham maior concentração relativa de forças nos níveis superiores.

Em edifícios de múltiplos pavimentos, essa distribuição é normalmente realizada nos níveis dos pisos. Já em estruturas metálicas industriais, como galpões, a aplicação deve ser adaptada à configuração estrutural do modelo. Nesses casos, as forças podem ser distribuídas nos nós de cobertura, nos níveis de travamento, em plataformas, passarelas ou pontos de concentração de massa, desde que representem de forma coerente a distribuição do peso sísmico

efetivo da estrutura.

Dessa forma, a distribuição vertical das forças sísmicas transforma o cortante basal V , obtido como força global da estrutura, em forças laterais aplicáveis ao modelo estrutural. Essa etapa permite que a análise forneça os esforços internos, deslocamentos e reações de apoio necessários ao dimensionamento dos elementos metálicos e à verificação do sistema resistente às forças sísmicas.

2.7.10 Efeito Sísmico Vertical e Combinações de Carregamento

Após a determinação das forças sísmicas horizontais, a ASCE 7 estabelece que os efeitos do sismo devem ser incorporados às combinações de carregamento da estrutura. O efeito sísmico de projeto é representado pela parcela horizontal, associada às forças laterais aplicadas ao modelo, e pela parcela vertical, associada à aceleração vertical do solo.

De forma geral, o efeito sísmico pode ser representado pela Equação (51) abaixo:

$$E = E_h \pm E_v \quad (51)$$

Onde, E é o efeito sísmico considerado nas combinações de carregamento; E_h é o efeito sísmico horizontal; E_v é o efeito sísmico vertical.

O efeito sísmico horizontal E_h corresponde aos esforços obtidos a partir da aplicação das forças sísmicas laterais na estrutura. Segundo a ASCE 7, esse efeito está associado ao carregamento Q_E , podendo incluir o fator de redundância ρ , conforme a configuração estrutural e a categoria sísmica considerada:

$$E_h = \rho Q_E \quad (52)$$

Onde ρ é o fator de redundância; Q_E é o efeito das forças sísmicas horizontais obtidas na análise estrutural.

Já o efeito sísmico vertical E_v representa a influência da componente vertical da aceleração sísmica sobre as cargas gravitacionais. Na ASCE 7, essa parcela é normalmente considerada em função do parâmetro S_{DS} e da carga permanente da estrutura, conforme:

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (53)$$

Onde S_{DS} é a aceleração espectral de projeto para períodos curtos; D é a carga permanente da estrutura.

A consideração de E_v é importante porque o sismo pode aumentar ou reduzir temporariamente os efeitos gravitacionais atuantes na estrutura. Por isso, essa parcela pode aparecer com sinal positivo ou negativo nas combinações, dependendo da situação mais desfavorável para o elemento analisado. Em verificações de compressão, por exemplo, o acréscimo vertical pode ser crítico; já em verificações de tombamento, levantamento de apoios ou tração em bases de pilares, a redução do efeito gravitacional pode governar o dimensionamento.

Para combinações de resistência pelo método LRFD, a ASCE 7 apresenta combinações específicas envolvendo os efeitos sísmicos. De forma simplificada, podem ser representadas por:

$$\begin{aligned} 1,2D + E_v + E_h + L + 0,15S \\ 0,9D - E_v + E_h \end{aligned} \quad (54)$$

Onde L é a carga variável de uso; S é a carga de neve; D é a carga permanente; E_h é o efeito sísmico horizontal; E_v é o efeito sísmico vertical.

A primeira combinação representa uma situação em que as cargas gravitacionais atuam em conjunto com o sismo, sendo importante para a verificação de esforços internos nos elementos estruturais. Já a segunda combinação considera uma condição com carga permanente reduzida, sendo relevante para verificações de estabilidade global, tombamento, levantamento de apoios e tração em elementos de fundação ou bases metálicas.

Em determinadas situações, a ASCE 7 também exige a consideração do efeito sísmico com sobrerresistência, associado ao fator Ω_0 . Nesse caso, o efeito horizontal pode ser substituído por uma parcela amplificada, geralmente aplicada a elementos que precisam permanecer essencialmente elásticos ou garantir a transferência segura dos esforços sísmicos, como coletores, ligações, bases e componentes do caminho de carga.

Dessa forma, as combinações sísmicas não representam apenas a soma de uma força horizontal ao modelo estrutural. Elas incorporam simultaneamente os efeitos laterais, os efeitos

verticais e, quando aplicável, os efeitos de sobrerresistência do sistema resistente.

2.7.11 Controle de Deslocamentos e Derivas

Além da verificação de resistência dos elementos, a ASCE 7 estabelece que o sistema resistente a forças sísmicas deve atender a requisitos de deslocamento lateral. Essa verificação é necessária porque, durante um evento sísmico, a estrutura pode apresentar deslocamentos significativos mesmo que seus elementos ainda possuam resistência suficiente. Dessa forma, o controle de deslocamentos é essencial para evitar danos excessivos, perda de funcionalidade, instabilidade global e amplificação dos efeitos de segunda ordem.

No projeto sísmico, a verificação não é feita apenas com o deslocamento elástico obtido diretamente na análise estrutural. Como a estrutura pode apresentar comportamento inelástico durante o sismo, a ASCE 7 utiliza o coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d , definido em função do sistema resistente adotado. O deslocamento amplificado em determinado nível pode ser representado pela Equação (55):

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (55)$$

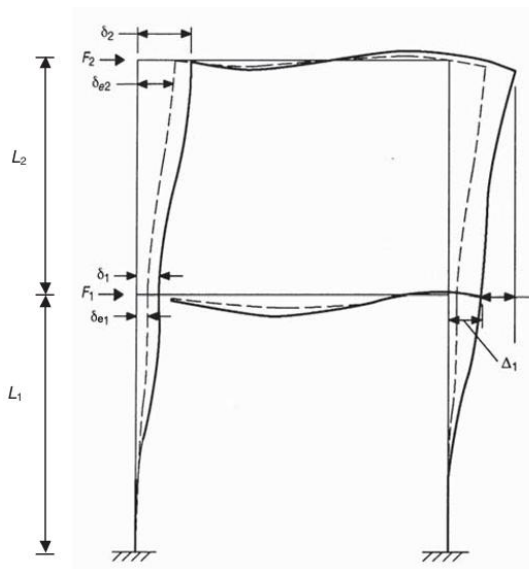
Onde δ_x é o deslocamento amplificado no nível x ; C_d é o fator de amplificação de deslocamentos; δ_{xe} é o deslocamento elástico obtido na análise estrutural; I_e é o fator de importância sísmica.

A partir dos deslocamentos amplificados, determina-se a deriva entre níveis consecutivos, dada pela diferença entre os deslocamentos laterais de dois pontos adjacentes da estrutura:

$$\Delta = \delta_x - \delta_{x-1} \quad (56)$$

Onde Δ é a deriva entre níveis consecutivos; δ_x é o deslocamento amplificado no nível superior; δ_{x-1} é o deslocamento amplificado no nível inferior.

Figura 8 – Representação dos Deslocamentos Laterais e da Deriva de Andar



Fonte: ASCE 7-16

A deriva representa a distorção lateral relativa da estrutura e é um parâmetro fundamental para avaliar o desempenho sísmico. Deslocamentos excessivos podem causar danos em fechamentos, ligações, elementos secundários, equipamentos industriais e sistemas de vedação.

Segundo a ASCE 7, os valores calculados de deriva devem ser comparados aos limites admissíveis definidos pela norma, os quais dependem do tipo de estrutura e da categoria de risco da edificação. Assim, estruturas de maior importância ou com maior consequência associada à falha podem estar sujeitas a limites mais rigorosos de deslocamento.

Além disso, o controle de derivas está diretamente relacionado aos efeitos de segunda ordem $P - \Delta$. Quando a estrutura sofre deslocamentos laterais significativos, as cargas gravitacionais passam a atuar sobre uma configuração deformada, gerando momentos adicionais que podem amplificar os esforços internos e comprometer a estabilidade global. Dessa forma, a verificação de deslocamentos não atua apenas como critério de serviço, mas também como condição de segurança no projeto sismorresistente.

2.7.12 Métodos Avançados de Análise Sísmica

Além do método da força lateral equivalente, a ASCE 7 também permite procedimentos

mais refinados, como a análise espectral modal e a análise no histórico do tempo.

A análise espectral modal considera os diferentes modos de vibração da estrutura, sendo indicada quando a resposta dinâmica não pode ser representada adequadamente apenas pelo modo fundamental. Já a análise no histórico do tempo utiliza registros reais ou artificiais de aceleração do solo ao longo do tempo, sendo aplicada em estudos mais avançados ou estruturas de maior complexidade.

Tabela 6 – Comparativo dos critérios de dimensionamento

Item	Brasil — NBR 8800	EUA — AISC 360
Norma principal	NBR 8800	AISC 360
Método de projeto	Estados Limites	LRFD e ASD
Ações consideradas	Permanentes, variáveis, vento e sismo simplificado	Permanentes, variáveis, vento, chuva, neve e sismo
Vento	NBR 6123:2023	ASCE 7-16
Sismo	NBR 15421:2023, abordagem simplificada	ASCE 7-16, abordagem detalhada
Combinações	NBR 8681 / NBR 8800	Combinações da ASCE 7
Análise estrutural	Método da Análise Direta	Método da Análise Direta
Barras tracionadas	Escoamento e ruptura da seção líquida	Escoamento e ruptura da seção líquida
Barras comprimidas	Flambagem global/local e fator χ	Tensão crítica F_{cr} e flambagem
Flexão	Plastificação, FLT, FLM e FLA	Plastificação, FLT e flambagem local
Cisalhamento	Escoamento ou flambagem da alma	Resistência da alma com coeficiente C_v
Esforços combinados	Equações de interação	Equações de interação

Ligações	Rígidas, flexíveis ou semirrígidas	Compatíveis com o sistema estrutural e sísmico
Classe de solo	N/A	<i>Site Class</i> baseada em V_{S30}
Categoria de risco	N/A	Define importância sísmica
Parâmetros sísmicos	Aceração do zoneamento sísmico	S_s , S_1 , S_{DS} e S_{D1}
Espectro de resposta	N/A	Base para demanda sísmica
Categoria sísmica	N/A	SDC de A a F
Sistema resistente sísmico	N/A	SFRS, como OMF e OCBF
Coefficientes sísmicos	N/A	R , Ω_0 e C_d
Período fundamental	N/A	Usado no cálculo sísmico
Força lateral equivalente	Aplicação simplificada	Método adotado no estudo
Distribuição das forças sísmicas	N/A	Distribuída por peso, altura e período
Efeito sísmico vertical	N/A	Considerado por E_v
Deslocamentos/derivas	Verificação de deslocamentos	Deslocamentos amplificados e derivas
Métodos avançados	N/A	Análise modal espectral e histórico do tempo

Fonte: Autor

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Dados Gerais de Dimensionamento

Neste capítulo são apresentados os dados gerais utilizados para a modelagem e o dimensionamento da estrutura analisada. O estudo de caso consiste em um galpão industrial metálico de pavimento único, modelado computacionalmente no software STAAD.Pro, com o objetivo de comparar o comportamento estrutural em dois cenários: o primeiro sem a consideração da ação sísmica e o segundo com a introdução da ação sísmica pelo método da força lateral equivalente.

A única diferença entre os modelos analisados será a inclusão da ação sísmica no segundo cenário, determinada conforme os procedimentos da ASCE 7. Assim, busca-se isolar o efeito da consideração sísmica no dimensionamento da estrutura, permitindo avaliar sua influência nos deslocamentos, reações de apoio, perfis metálicos adotados e consumo total de aço.

3.2 Normas e Regulamentos

Foram utilizados como referência os seguintes documentos normativos:

- ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações;
- ABNT NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações;
- ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas;
- ASCE 7: *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*;
- AISC 360: Specification for Structural Steel Buildings.

3.3 Materiais

Os elementos estruturais do galpão foram considerados em aço estrutural, utilizando perfis comerciais compatíveis com a prática usual de projeto de estruturas metálicas industriais. Para os perfis principais, como pilares, vigas, terças e elementos de contraventamento, foram adotadas propriedades mecânicas correspondentes aos aços estruturais disponíveis no banco de dados do software STAAD.Pro.

Para os perfis laminados do tipo W, será adotado aço ASTM A572 Grau 50, com resistência ao escoamento $f_y = 345 \text{ MPa}$ e resistência à ruptura $f_u = 450 \text{ MPa}$. Para elementos secundários ou perfis formados por cantoneiras e barras de contraventamento, poderá ser adotado aço ASTM A36, com resistência ao escoamento $f_y = 250 \text{ MPa}$ e resistência à ruptura $f_u = 400 \text{ MPa}$, conforme disponibilidade dos perfis utilizados no modelo.

3.4 Softwares

A modelagem computacional, a análise estrutural e o dimensionamento dos elementos foram realizados com auxílio do software STAAD.Pro, desenvolvido pela Bentley Systems.

O programa foi utilizado para a elaboração do modelo tridimensional do galpão industrial, definição das propriedades dos materiais, inserção dos perfis metálicos, aplicação dos carregamentos, geração das combinações de ações, obtenção dos esforços solicitantes, verificação dos deslocamentos e avaliação da taxa de utilização dos elementos estruturais.

A escolha do STAAD.Pro se justifica por sua ampla aplicação em projetos de estruturas metálicas industriais, além da possibilidade de análise tridimensional, dimensionamento de perfis e consideração de diferentes normas de projeto, permitindo a comparação entre os cenários normativos propostos neste trabalho.

O *software* VisualVentos foi utilizado para calcular a pressão dinâmica do vento q e os coeficientes aerodinâmicos aplicáveis às diferentes regiões da edificação. Os parâmetros sísmicos foram obtidos por meio da ferramenta computacional online ASCE Hazard Tool, desenvolvida pela ASCE para consulta dos valores prescritos pela norma ASCE 7.

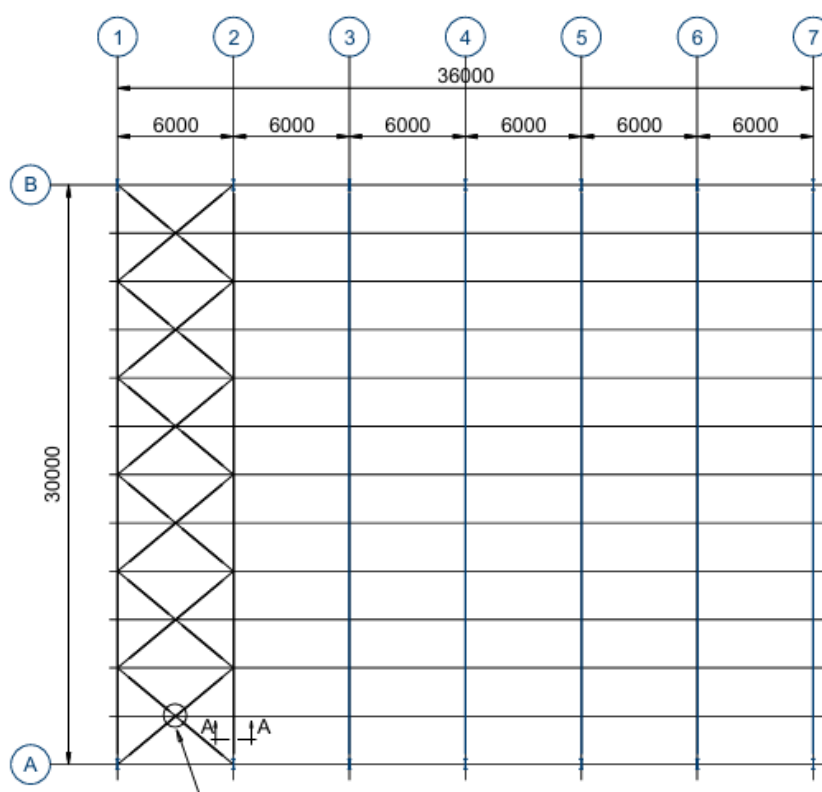
3.5 Considerações e Geometria do Galpão Industrial

A geometria adotada para o estudo de caso foi baseada no exemplo de galpão com vão-padrão apresentado no Manual Gerdau – Galpões em Pórticos com Perfis Estruturais W. O exemplo utilizado corresponde ao modelo GMQ6/30/9/6, referente a um galpão modulado para estágio de carregamento Q6, com vão transversal de 30,00 m, altura nominal de 9,00 m, espaçamento longitudinal de 6,00 m entre pórticos e fechamento lateral nas quatro faces. O manual sugere utilização dos perfis W410x46.1 para as vigas do pórtico e W410x67.0 para os pilares.

A escolha de um galpão de referência baseado no Manual Gerdau justifica-se por se tratar de uma solução já consolidada para o contexto brasileiro de estruturas metálicas industriais, o que permite avaliar de maneira mais controlada, como essa mesma estrutura se comporta após a introdução da ação sísmica, conforme os critérios adotados no cenário normativo americano.

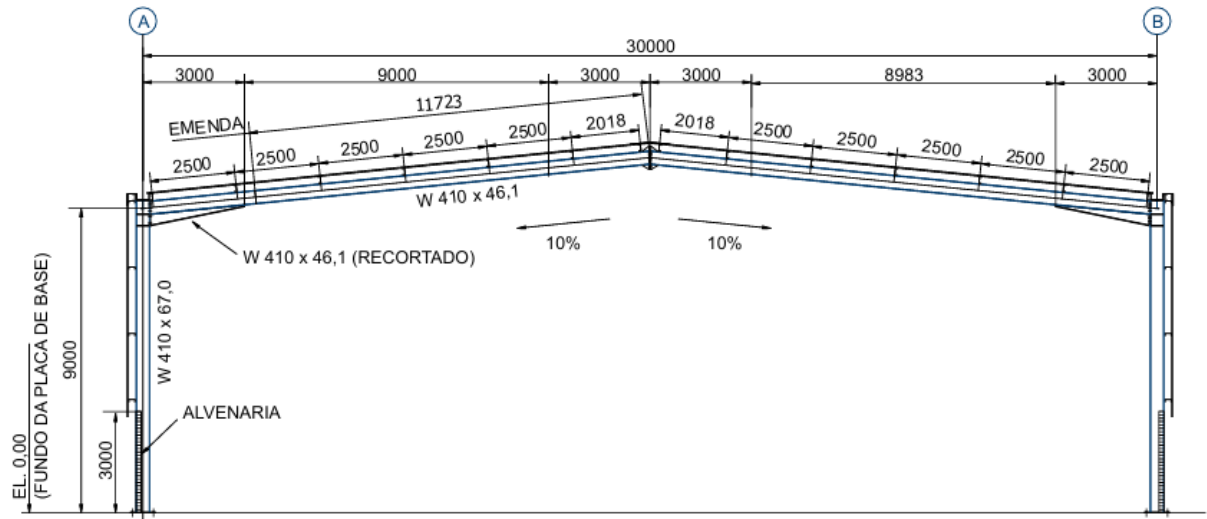
Todas as dimensões são apresentadas em milímetros (mm). A configuração da geometria pode ser observada nas Figuras 9, 10 e 11:

Figura 9 – Planta da cobertura



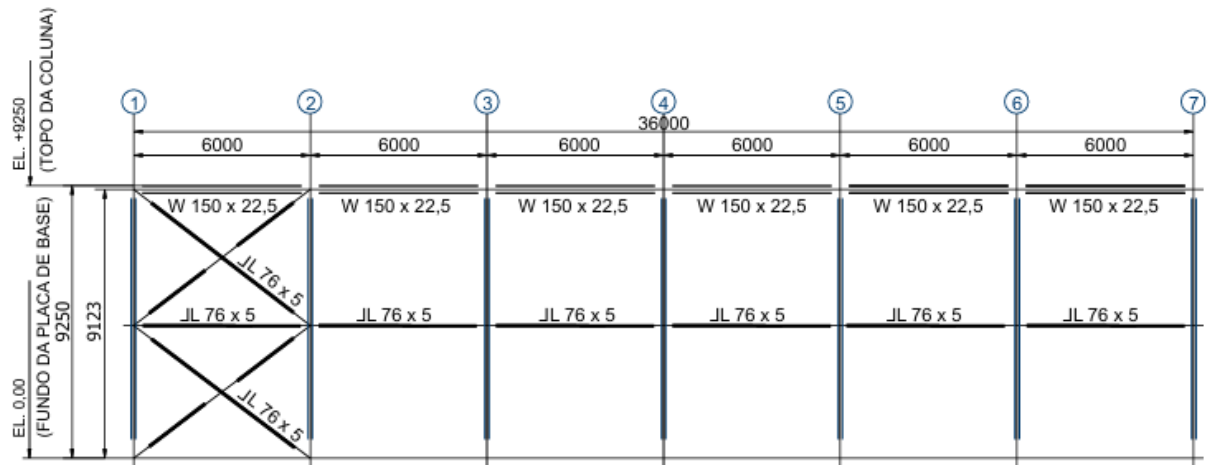
Fonte: Manual de Galpões da Gerdau

Figura 10 – Elevação dos eixos 1 a 7



Fonte: Manual de Galpões da Gerdau

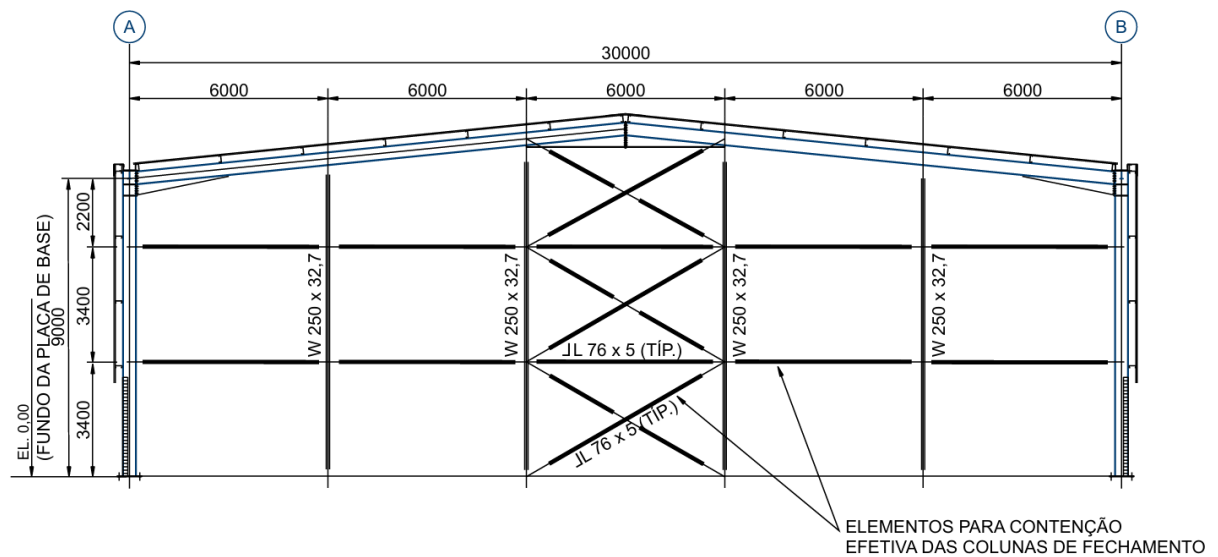
Figura 11 – Elevação dos eixos A e B



Fonte: Manual de Galpões da Gerdau

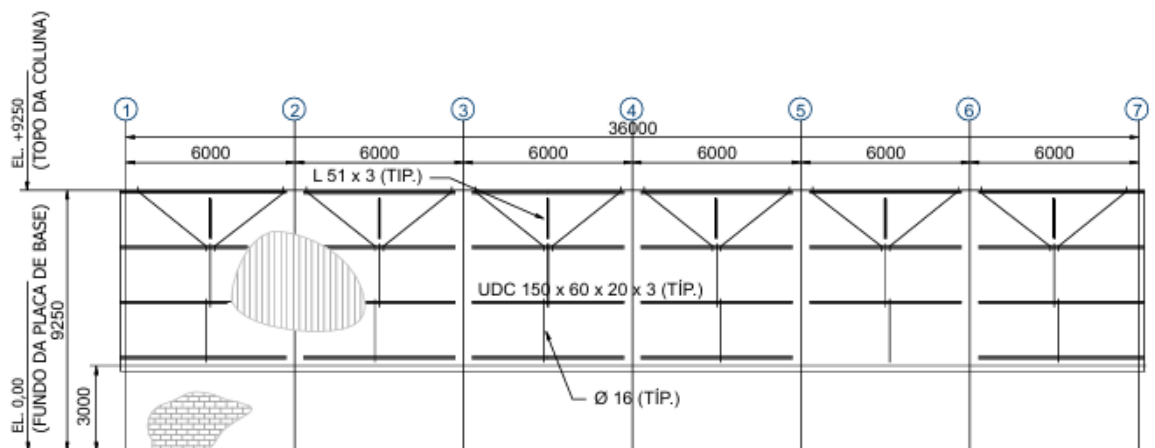
As Figuras 12 e 13 apresentam os planos de fechamento da estrutura do galpão. Para fins deste trabalho, esses elementos foram utilizados apenas para caracterizar a configuração da edificação e auxiliar na definição das ações atuantes, especialmente as ações de vento. Ressalta-se que os elementos de fechamento não foram dimensionados, uma vez que não compõem o sistema estrutural principal do galpão, atuando apenas como elementos de vedação e transmissão de carregamentos para a estrutura metálica.

Figura 12 – Fechamento dos eixos 1 e 7



Fonte: Manual de Galpões da Gerdau

Figura 13 – Fechamento das filas A e B



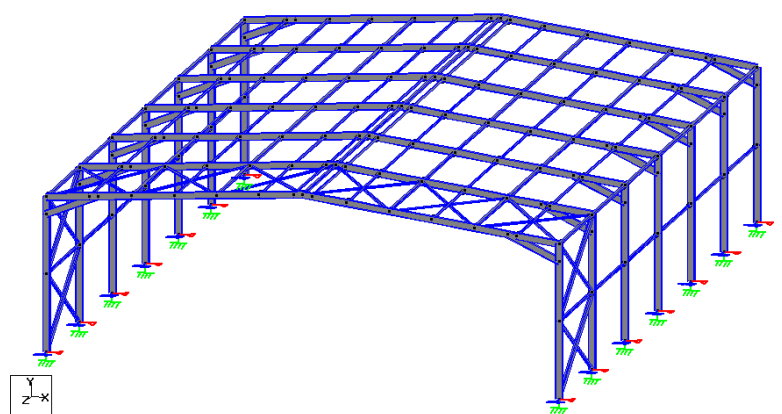
Fonte: Manual de Galpões da Gerdau

3.6 Modelo de Cálculo

Nas Figuras 14, 15 e 16 a seguir, apresenta-se o modelo de cálculo desenvolvido no software STAAD.Pro, incluindo a geometria tridimensional da estrutura, as condições de apoio e as liberações de extremidade adotadas nos elementos estruturais.

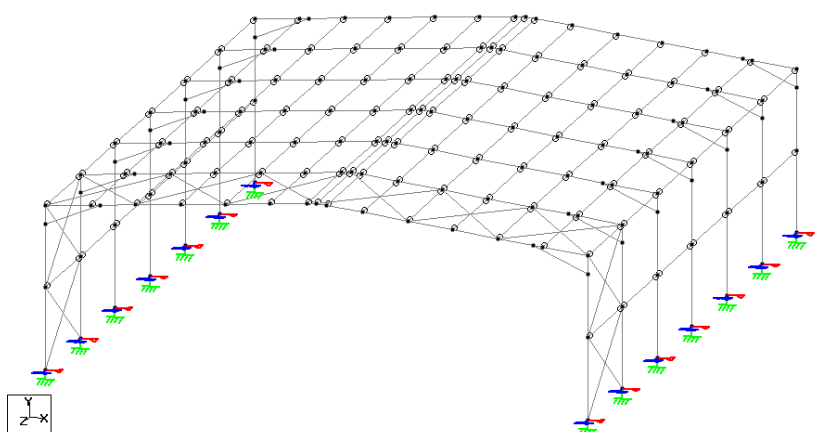
Embora o modelo tenha sido baseado no galpão de referência apresentado no Manual Gerdau, algumas adaptações foram realizadas durante a modelagem computacional, com o objetivo de garantir a estabilidade global da estrutura e adequar o sistema às limitações e recursos disponíveis no software. Destaca-se também que as terças foram modeladas no STAAD.Pro, mesmo não sendo consideradas elementos principais do sistema estrutural. Essa decisão foi adotada para representar de forma mais precisa o comportamento da cobertura, além de permitir a consideração adequada dos pontos de travamento lateral das vigas dos pórticos, influenciando diretamente seus comprimentos destravados.

Figura 14 – Modelo tridimensional



Fonte: Autor

Figura 15 – Modelo tridimensional unifilar



Fonte: Autor

Figura 16 – Plano e numeração das bases



Fonte: Autor

As condições de apoio foram definidas de forma a representar a concepção estrutural adotada no Manual Gerdau. No sentido transversal, correspondente ao plano principal dos pórticos, as bases foram consideradas engastadas e as ligações viga–pilar consideradas como rígidas, permitindo a transmissão de momentos fletores e garantindo o comportamento do conjunto como um pórtico rígido. Já no sentido longitudinal, a estabilidade global da estrutura é garantida pelo sistema de contraventamentos, sendo as bases tratadas de forma rotulada quanto à transmissão de momentos nesse plano.

No modelo desenvolvido no STAAD.Pro, foram restringidos os deslocamentos translacionais nas três direções globais, impedindo a movimentação dos apoios. As rotações foram restringidas ou liberadas conforme a função estrutural desejada em cada direção, de modo a representar o engaste no plano transversal do pórtico e a vinculação rotulada no sentido longitudinal.

3.7 Carregamentos

Os carregamentos considerados no modelo estrutural foram definidos com base nas ações usualmente atuantes em galpões industriais metálicos, contemplando ações permanentes, sobrecarga de cobertura, ações de vento e ação sísmica. O Manual Gerdau considera, para

galpões sem ponte rolante, ações permanentes associadas aos elementos metálicos, terças, tirantes, contraventamentos e telhas, além da sobrecarga de cobertura e das ações de vento.

3.7.1 Cargas Permanentes

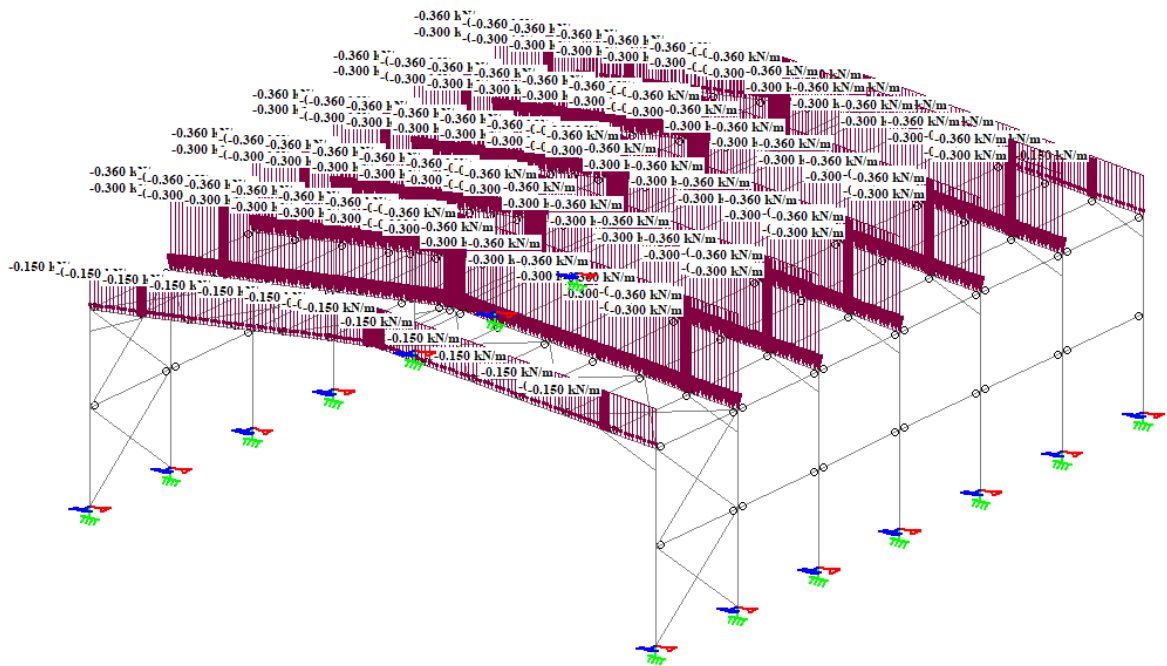
As ações permanentes correspondem aos carregamentos que atuam de forma constante ou com pequena variação ao longo da vida útil da estrutura. No modelo desenvolvido, foram consideradas como ações permanentes o peso próprio dos elementos metálicos principais e secundários, além das cargas associadas à cobertura e aos elementos fixos do galpão, com valores apresentados na Tabela 6 e Figura 17.

Tabela 7 – Cargas permanentes

Carregamento	Valor adotado
Peso Próprio	Automático
Terças e tirantes	0,05 kN/m²
Telhas metálicas	0,06 a 0,12 kN/m²

Fonte: Autor

Figura 17 – Cargas permanentes

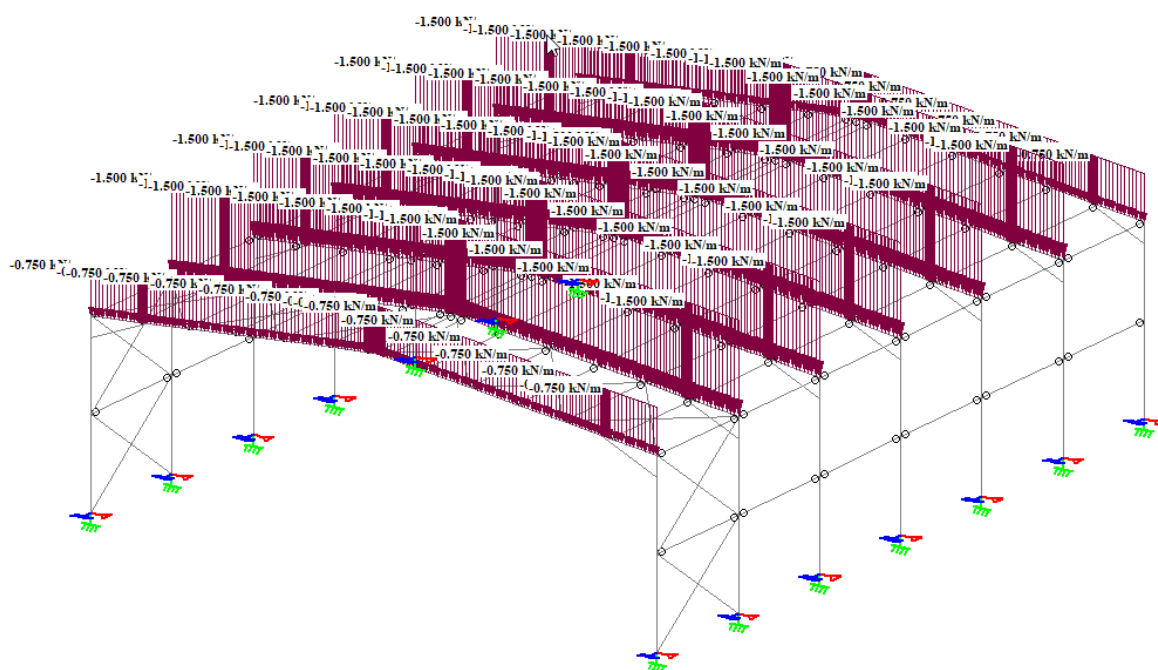


Fonte: Autor

3.7.2 Cargas Variáveis

A sobrecarga de cobertura foi considerada como ação variável atuante sobre o telhado do galpão. Conforme indicado no Manual Gerdau, para galpões sem ponte rolante, é adotado o valor de $0,25 \text{ kN/m}^2$ para a sobrecarga na cobertura, de acordo com a ABNT NBR 8800. Essa carga foi aplicada na região da cobertura e distribuída para os elementos estruturais de acordo com as áreas de influência correspondentes. A Figura 18 apresenta a sobrecarga na cobertura do galpão.

Figura 18 – Cargas Variáveis



Fonte: Autor

- **Cargas de Vento**

Antes da geração das cargas de vento, o galpão foi caracterizado conforme a ABNT NBR 6123, considerando suas condições geométricas, de fechamento e de exposição, conforme mostra a Tabela 7.

Tabela 8 – Considerações no cálculo do vento

Parâmetro	Consideração adotada
Tipo de edificação	Galpão metálico industrial
Condição da edificação	Fechada
Abertura dominante	Não considerada
Permeabilidade das faces	Quatro faces igualmente permeáveis
Tipo de cobertura	Duas águas
Inclinação da cobertura	10%
Fator topográfico (S_1)	1,00
Categoria de rugosidade	IV
Classe da edificação	Classe B
Fator de rugosidade (S_2)	0.84 (Calculado pelo VisualVentos)
Fator estatístico (S_3)	1,00
Norma-base	ABNT NBR 6123

Fonte: Autor

Após a caracterização do galpão conforme a ABNT NBR 6123, as pressões de vento foram obtidas por meio do software VisualVentos. O programa foi utilizado para calcular a pressão dinâmica do vento q e os coeficientes aerodinâmicos aplicáveis às diferentes regiões da edificação.

Assim, para cada direção de incidência do vento, o VisualVentos forneceu valores distintos de pressão externa (C_{pe}) e interna (C_{pi}) para paredes e cobertura, de acordo com os coeficientes correspondentes a cada região da edificação. Os coeficientes de pressão podem ser analisados nas Figuras 19, 20 e 21.

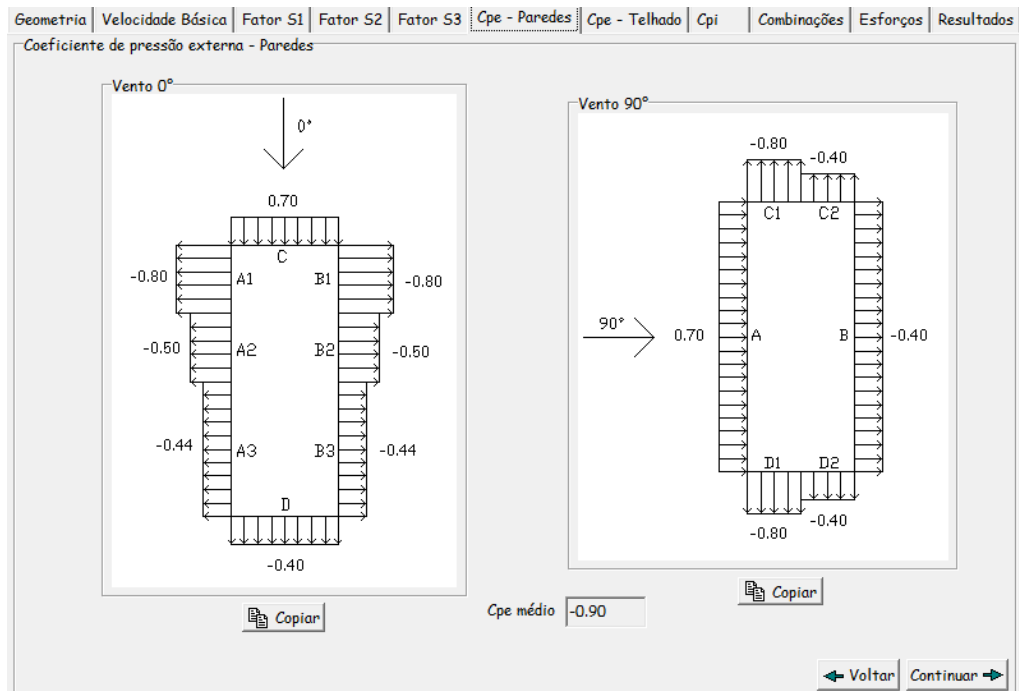
Além disso, o software fornece o valor da velocidade característica V_k e da pressão dinâmica q , cujos valores estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 9 – Valores de V_k e q

Variável	Valor
V_k	25.14 m/s
q	0.39 kN/m ²

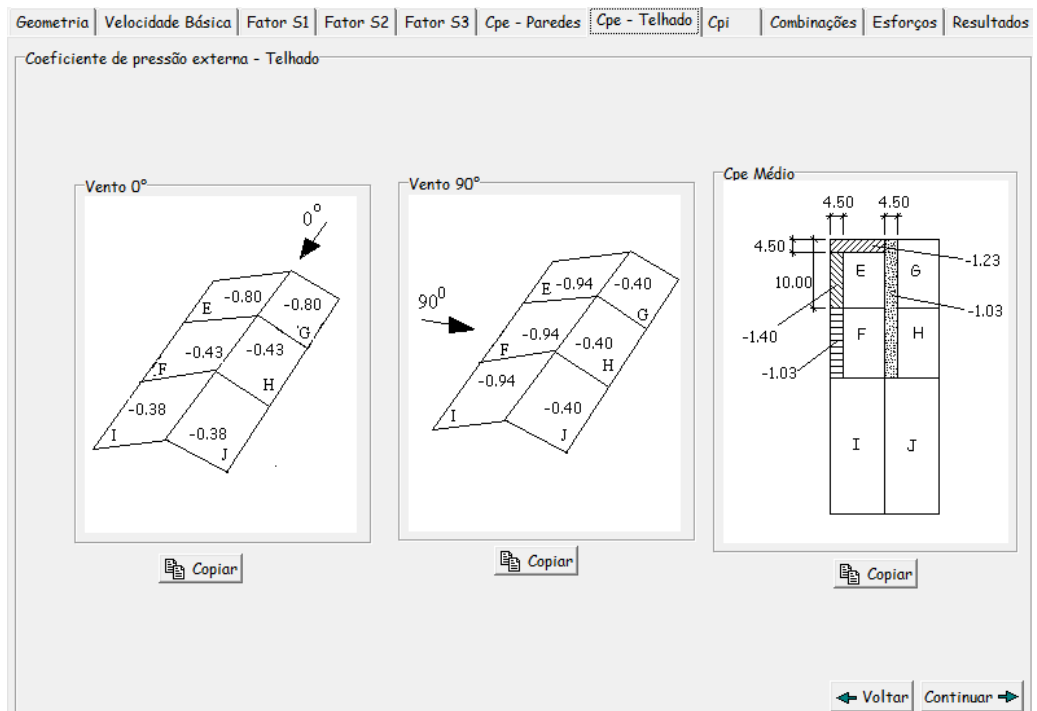
Fonte: VisualVentos

Figura 19 – Coeficientes de pressão externa - Paredes



Fonte: VisualVentos

Figura 20 – Coeficientes de pressão externa - Telhado



Fonte: VisualVentos

Figura 21 – Coeficientes de pressão interna

Geometria | Velocidade Básica | Fator S1 | Fator S2 | Fator S3 | Cpe - Paredes | Cpe - Telhado | **Cpi** | Combinações | Esforços | Resultados

Coeficiente de pressão interna

Cpi

☐ Duas faces opostas igualmente permeáveis, as outras faces impermeáveis:
 - vento perpendicular a uma face permeável → Cpi = +0.2
 - vento perpendicular a uma face impermeável → Cpi = -0.3

☒ Quatro faces igualmente permeáveis → Cpi = -0.3 ou 0.0

Abertura dominante em uma face, as outras faces de igual permeabilidade

☐ Abertura dominante na face de barlavento → Cpi = 0.10 ou 0.10

☐ Abertura dominante na face de sotavento → Cpi = 0.70 ou 0.70

Abertura dominante em uma face paralela ao vento

☐ Abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa → Cpi = -0.80 ou -0.80

☐ Abertura dominante situada em zona de alta sucção externa → Cpi = -0.40 ou -0.40

☐ Edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente → Cpi = -0.2 ou 0.0

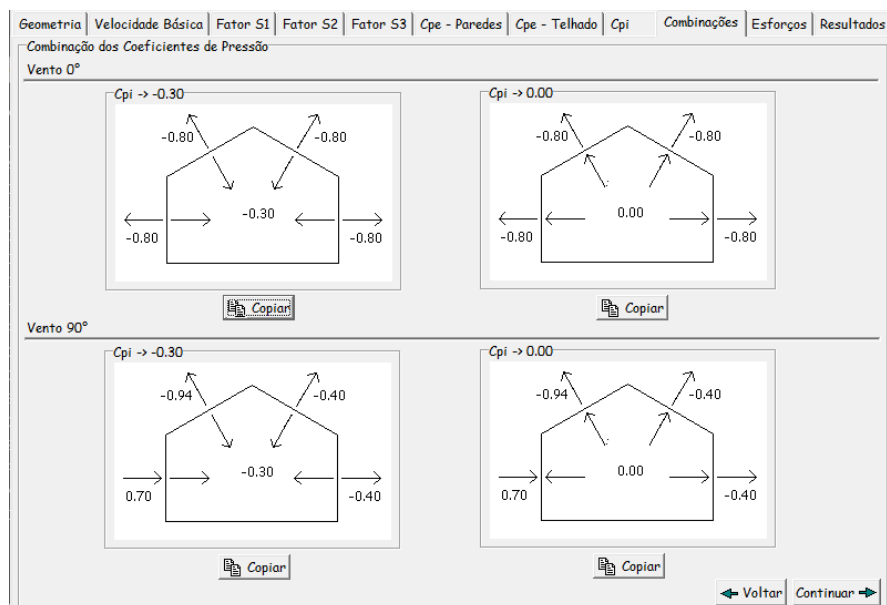
☐ Relação entre a área das aberturas e a área total da face:
 - vento a 0° → Cpi = à calcular
 - vento a 90° → Cpi = à calcular

[← Voltar](#) [Continuar →](#)

Fonte: VisualVentos

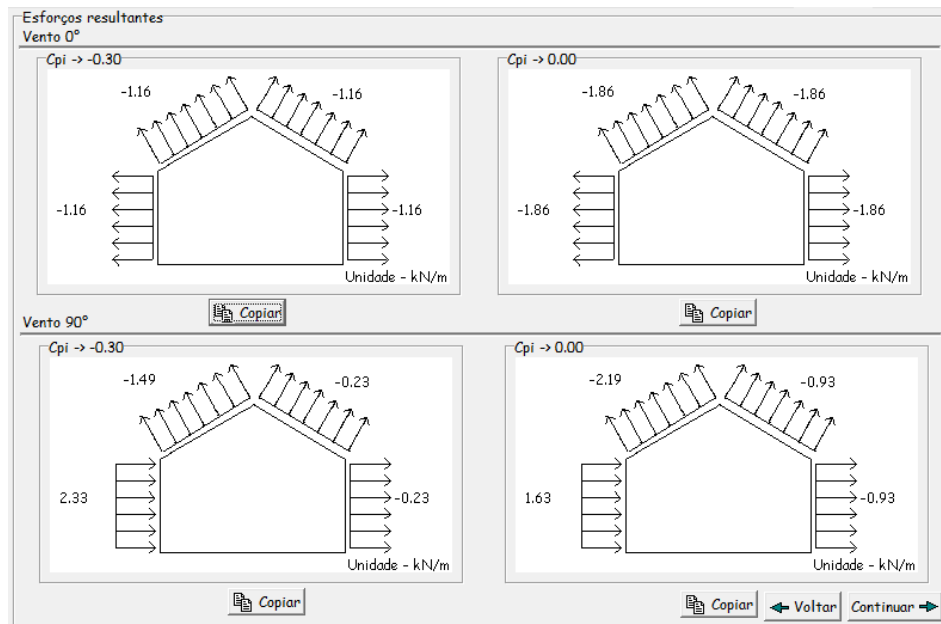
Com os coeficientes de pressão definidos, o software fornece as combinações e os esforços gerados para cada pórtico. Para efeitos de cálculo, foram utilizados os casos de combinações mais desfavoráveis à estrutura, conforme indicado pela norma NBR 6123. As combinações e as forças devidas ao vento podem ser vistos nas Figuras 22 e 23.

Figura 22 – Combinações dos coeficientes de pressão



Fonte: VisualVentos

Figura 23 —Forças devido as ações de vento



Fonte: VisualVentos

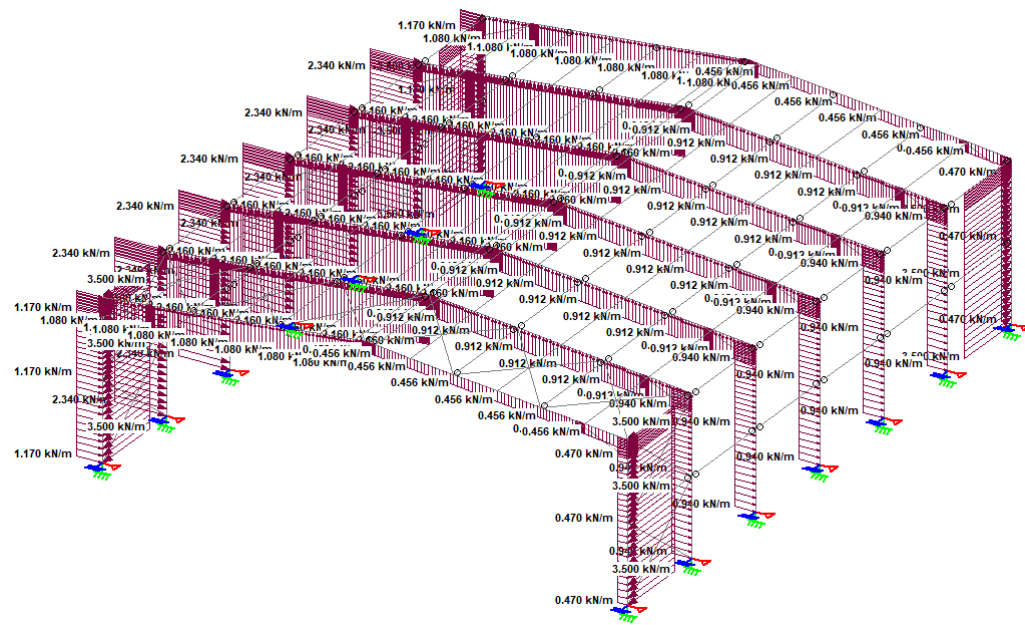
Após definidos os coeficientes de pressão nas quatro faces do galpão, foram criados quatro casos de carregamento definidos conforme Tabela 9, para lançamento no software STAAD.pro. As cargas de vento para cada direção são mostradas nas Figuras 24 a 27.

Tabela 10 – Casos de carregamento de vento

Caso	Direção	Descrição
V1	+X (90°)	Vento no sentido positivo do eixo X
V2	-X (-270°)	Vento no sentido negativo do eixo X
V3	+Z (0°)	Vento no sentido positivo do eixo Z
V4	-Z (180°)	Vento no sentido negativo do eixo Z

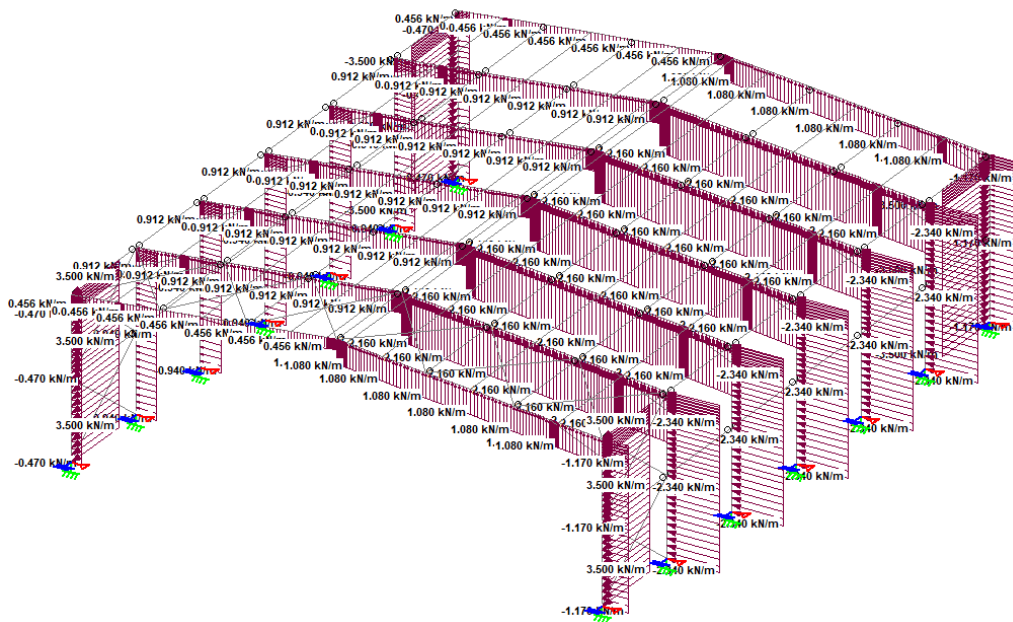
Fonte: Autor

Figura 24 – Carga de vento na direção +X



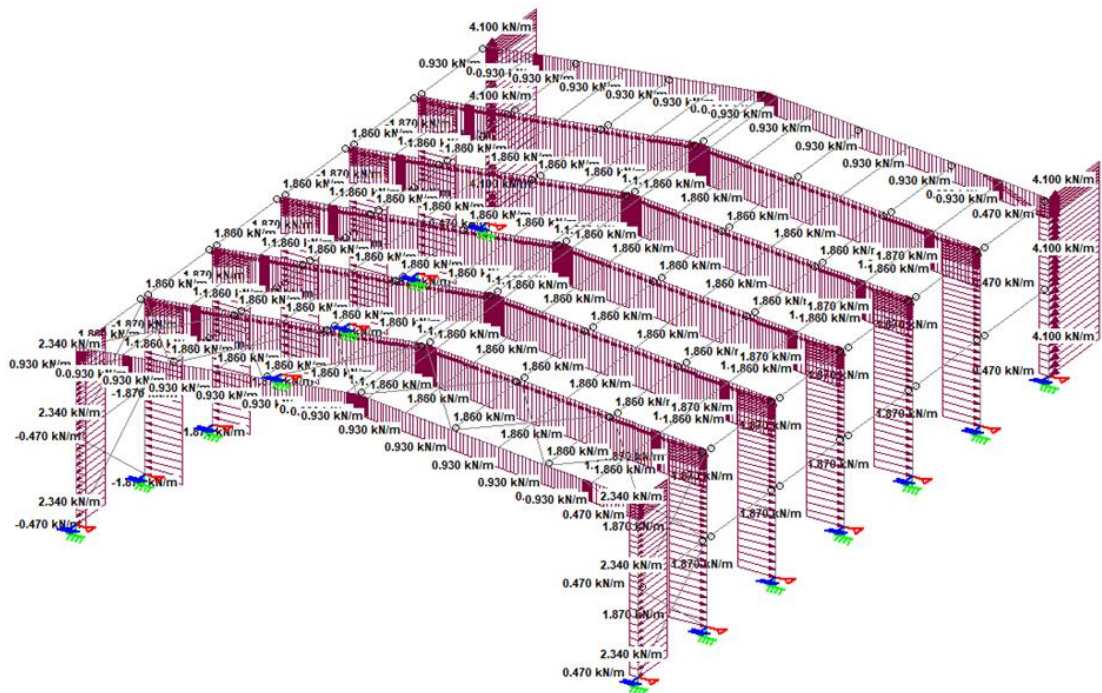
Fonte: Autor

Figura 25 – Carga de vento na direção -X



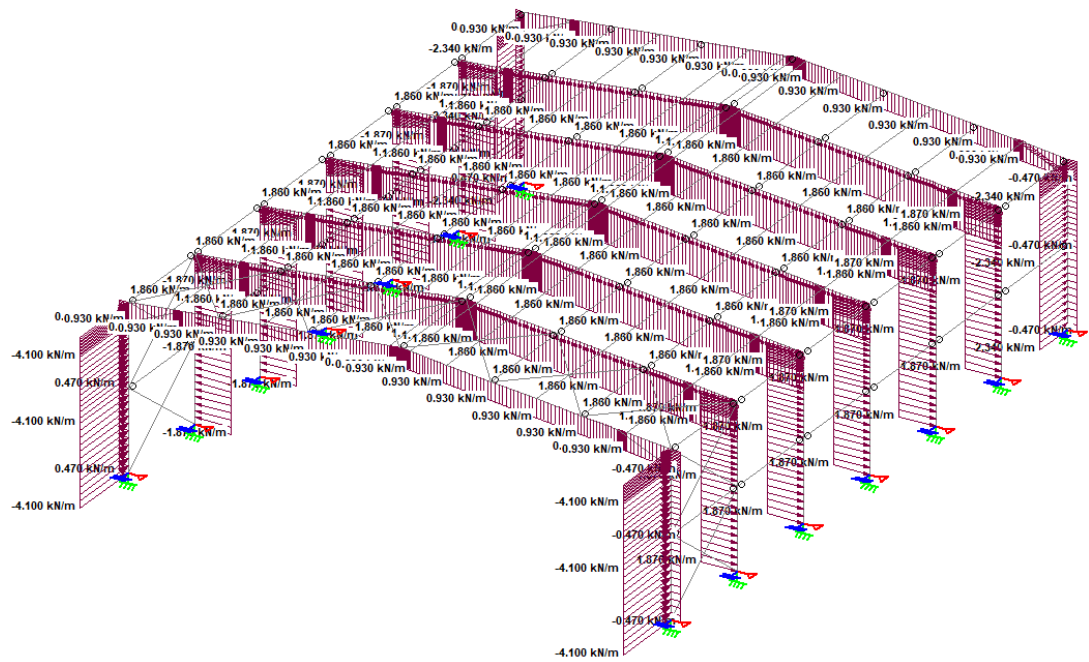
Fonte: Autor

Figura 26 – Carga de vento na direção +Z



Fonte: Autor

Figura 27 – Carga de vento na direção -Z



Fonte: Autor

3.7.3 Cargas Sísmicas

A ação sísmica foi considerada apenas no segundo modelo estrutural, com o objetivo de avaliar sua influência no comportamento global do galpão metálico. Para isso, adotou-se o método da força lateral equivalente, conforme os critérios da ASCE 7-16.

Os parâmetros sísmicos foram obtidos por meio da ferramenta computacional online ASCE Hazard Tool, utilizando como referência uma localidade no estado da Califórnia, Estados Unidos. A escolha dessa região se justifica por sua elevada atividade sísmica, permitindo submeter o galpão a uma condição mais crítica de solicitação horizontal quando comparada ao contexto brasileiro.

Para o estudo, foi adotada a Categoria de Risco II, conforme indicado no relatório gerado pela ferramenta. Essa categoria é compatível com edificações usuais, que não possuem função essencial pós-sismo e não apresentam ocupação ou armazenamento de risco elevado. Dessa forma, ela foi considerada adequada para o galpão metálico industrial analisado.

Também foi considerada a Classe de Solo D — Stiff Soil. Conforme a ASCE 7, na ausência de uma investigação geotécnica específica que permita classificar o solo com maior precisão, deve-se adotar a Classe D. Assim, essa classe foi utilizada no estudo como hipótese de solo para a definição dos parâmetros sísmicos. O Relatório dos parâmetros Sísmicos pode ser observado nas Figuras 28.

Figura 28 – Resumo do relatório de parâmetros sísmicos

REPORT SUMMARY	
Site Information	
Address:	California, , ,
Elevation:	339 ft (NAVD 88)
Lat:	36.374106
Long:	-119.27023
Standard:	ASCE/SEI 7-22
Risk Category:	II
Soil Class:	D - Stiff Soil
Seismic Data	
S_S	0.63
S_1	0.22
S_{MS}	0.91
S_{M1}	0.58
S_{DS}	0.6
S_{D1}	0.39
T_L	12
PGA_M	0.33
V_{S30}	260
Seismic Design Category	D
Note	Where values of the multi-period 5%-damped MCER response spectrum are not available from the USGS Seismic Design Geodatabase, the design response spectrum shall be permitted to be determined in accordance with Section 11.4.5.2

Fonte: ASCE Hazard Tool – Site: [ASCE Hazard Tool](#)

Após a obtenção dos parâmetros sísmicos do local, foi elaborada uma tabela auxiliar no Excel para organizar os dados de entrada e calcular os demais parâmetros necessários à caracterização da ação sísmica. Esses cálculos foram realizados com base nas equações apresentadas no capítulo de ações sísmicas da revisão bibliográfica, considerando os valores de S_S , S_1 , S_{MS} , S_{M1} , S_{DS} , S_{D1} , T_L , classe de solo, categoria de risco e categoria de projeto sísmico fornecidos pelo relatório.

A planilha também foi utilizada para registrar os coeficientes associados aos sistemas resistentes às ações laterais, como R , Ω_0 , C_d , C_t e χ , podendo ser verificados na Tabela 11. Esses coeficientes foram definidos a partir das tabelas normativas, considerando o comportamento estrutural do galpão em cada direção. No sentido transversal, o sistema foi associado a pórticos resistentes a momento, sendo adotado o sistema OMF (Ordinary Moment Frame). Já no sentido longitudinal, a presença de contraventamentos verticais levou à adoção do sistema OCBF (Ordinary Concentrically Braced Frame).

Tabela 11 – Coeficientes encontrados dos sistemas OMF e OCBF

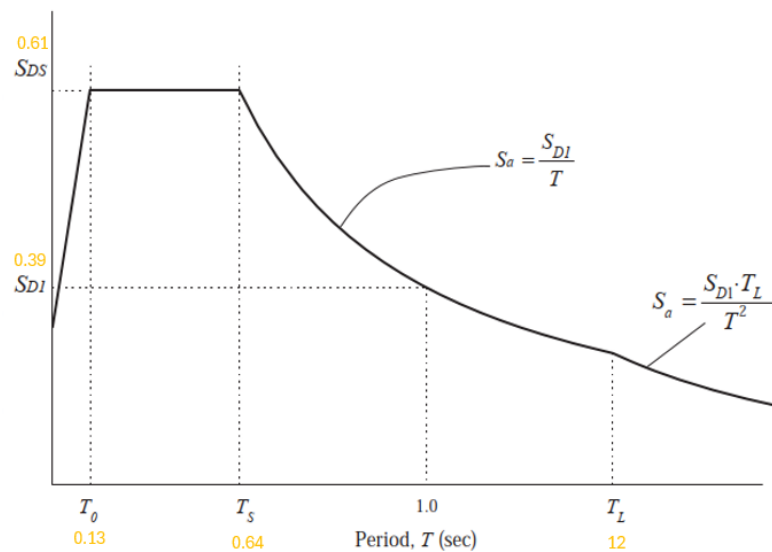
OMF		OCBF	
Parâmetro	Valor	Parâmetro	Valor
R	1	R	1.5
Ω	1.00	Ω	1.00
Cd	1.00	Cd	1.50
Ct	0.07	Ct	0.05
Hn	10.50	Hn	10.50
x	0.80	x	0.75

Fonte: Autor

Além disso, foram calculados os períodos característicos T_0 e T_s , utilizados na definição do espectro de resposta de projeto - Figura 29, por meio das relações:

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{0.39}{0.61} = 0.13s \quad e \quad T_s = \frac{0.39}{0.61} = 0.64s$$

Figura 29 – Cálculo dos coeficientes dos sistemas OMF e OCBF.



Fonte: Autor

É importante destacar que essa tabela teve função de organização e conferência dos parâmetros sísmicos, permitindo verificar a coerência dos valores adotados antes da modelagem. No STAAD.Pro, não foi necessário inserir manualmente todos os parâmetros calculados na planilha, uma vez que o software utiliza os dados básicos de entrada e realiza internamente os cálculos necessários para geração da força lateral equivalente.

Após a obtenção dos parâmetros sísmicos do local e a conferência dos demais

coeficientes normativos, os dados necessários foram inseridos no software STAAD.Pro. A partir dessas informações, o programa realizou o cálculo da ação sísmica pelo método da força lateral equivalente, determinando as forças horizontais aplicadas à estrutura nas direções principais do modelo.

As Figuras 30 e 31 apresentam os dados inseridos no software e as Figuras 32 e 33 apresentam os valores das forças laterais equivalentes geradas para a análise sísmica.

Figura 30 – Inserção dos parâmetros no software STAAD.Pro.

Edit : X

Seismic Parameters

Type : IBC 2018 ASCE 7-16 ☐ Include Accidental Load

Parameter	Value	Unit
Zip Code	00000	
Latitude	0	
Longitude	0	
Ss	0.63	
S1	0.22	
TL	12	seconds
Importance factor (I)	1	
Response Modification Factor X (RX)	1	
Response Modification Factor Z (RZ)	1.5	
Site class (SCL)	D	
Fa	1.44	

Optional CT value in Z direction to be used in calculating period of the structure based on empirical method.

Modify Close Help

Fonte: Autor

Figura 31 – Inserção dos parâmetros no software STAAD.Pro - 2

Edit : X

Seismic Parameters

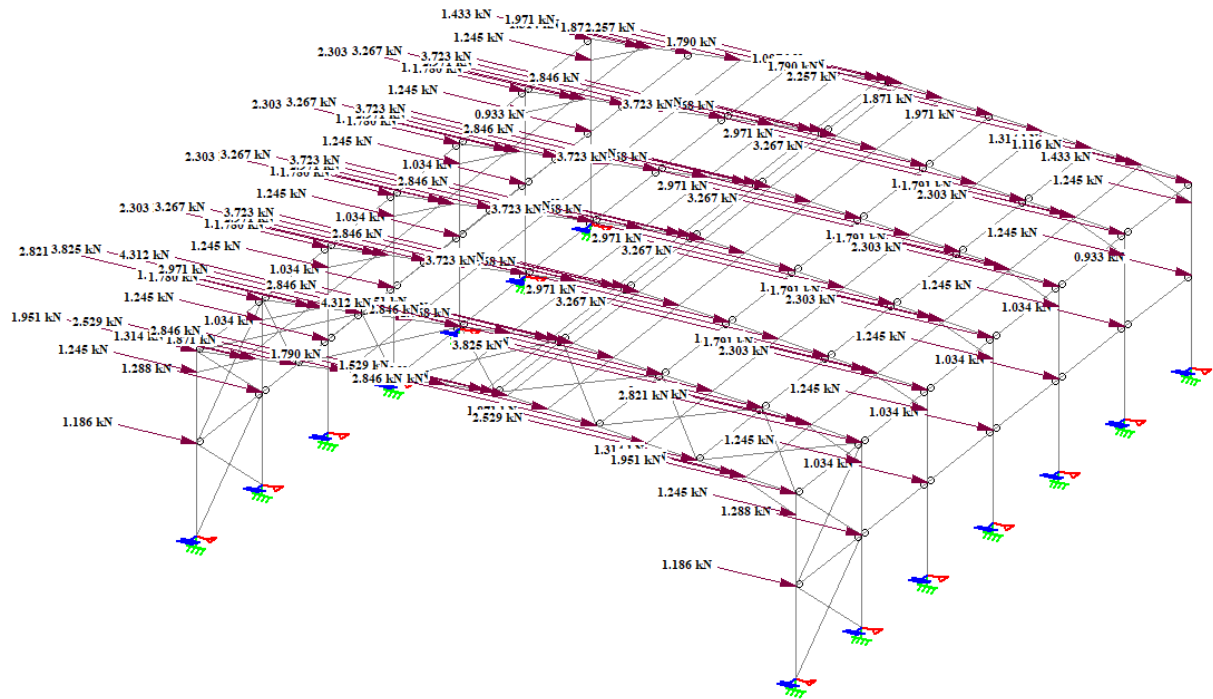
Type : IBC 2018 ASCE 7-16 ▾ ☐ Include Accidental Load

Parameter	Value	Unit
Response Modification Factor Z (RZ)	1.5	
Site class (SCL):	D	
Fa	1.44	
Fv	2.63	
* CT value in X direction(CTX)		
* CT value in Z direction(CTZ)		
* Period in X Direction (PX)		seconds
* Period in Z Direction (PZ)		seconds
x index in X dir	0.8	
x index in Z dir	0.75	

Optional CT value in X direction to be used in calculating period of the structure based on empirical method.

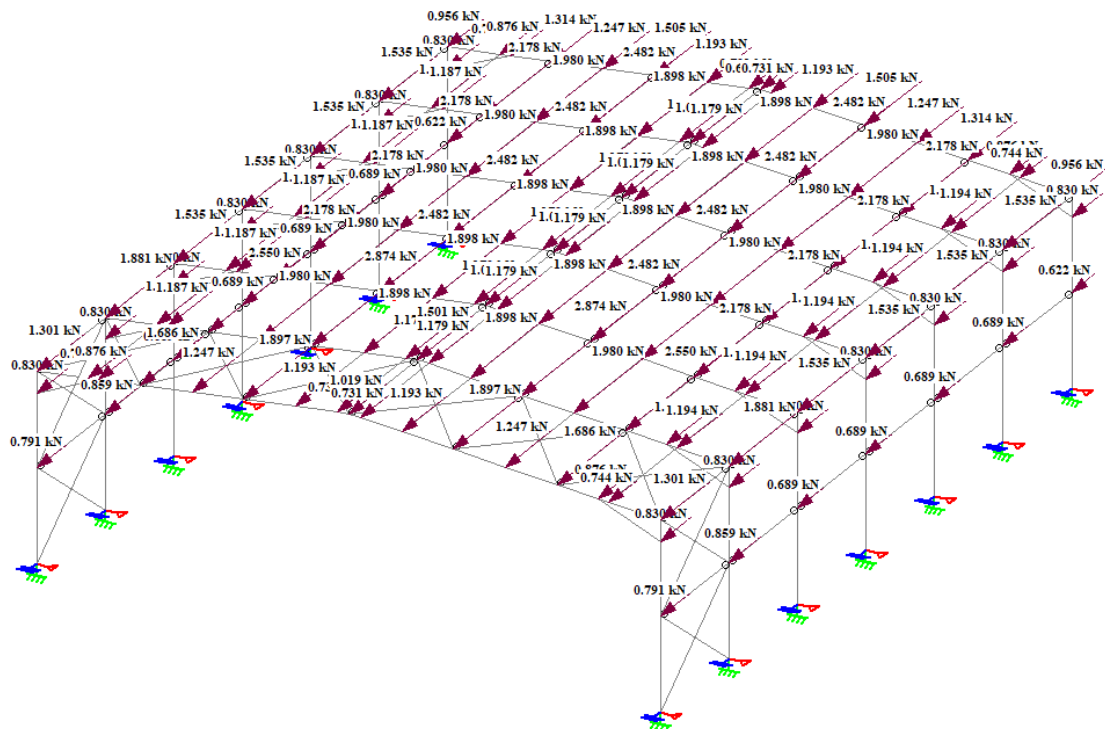
Fonte: Autor

Figura 32 – Carga sísmica horizontal na direção X.



Fonte: Autor

Figura 33 – Carga sísmica horizontal na direção Z.



Fonte: Autor

3.7.4 Combinação de Ações

As combinações de ações foram definidas conforme exposto nos tópicos 2.5.4 e 2.6.3 da Revisão Bibliográfica. Para o cenário brasileiro, foram adotadas as combinações indicadas no Manual de Galpões da Gerdau, que apresenta um conjunto simplificado de combinações com base nas normas brasileiras aplicáveis. Essa simplificação não compromete a análise, pois as combinações propostas contemplam as ações efetivamente consideradas no modelo: ações permanentes, sobrecarga de cobertura e vento. Além disso, o manual já considera o vento tanto como ação principal quanto como ação secundária, abrangendo as situações mais críticas para galpões metálicos usuais. Dessa forma, as combinações adotadas são suficientes para o objetivo comparativo deste trabalho, especialmente pelo fato de a estrutura analisada não possuir ações especiais, como ponte rolante, explosões, impactos ou demais carregamentos excepcionais.

A adoção desse procedimento também se justifica pelo fato de o STAAD.Pro não possuir uma ferramenta específica para geração automática de combinações conforme as normas brasileiras. Assim, o uso das combinações simplificadas da Gerdau representa uma alternativa prática, coerente e compatível com o tipo de estrutura estudada.

Para o cenário americano, foram utilizadas as combinações geradas automaticamente pelo STAAD.Pro, com base nas prescrições normativas americanas. Nesse caso, o software permite gerar um número maior de combinações, considerando as ações cadastradas no modelo, como cargas permanentes, sobrecargas, vento e sismo. Portanto, o cenário americano apresenta maior quantidade de casos de carregamento, principalmente devido à inclusão da ação sísmica e às diferentes direções e sentidos considerados pelo programa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da análise estrutural realizada no STAAD.Pro. Os resultados foram organizados em dois cenários: o cenário brasileiro, elaborado com base nas combinações simplificadas adotadas a partir do Manual da Gerdau, e o cenário americano, elaborado com as combinações automáticas do software conforme critérios normativos americanos.

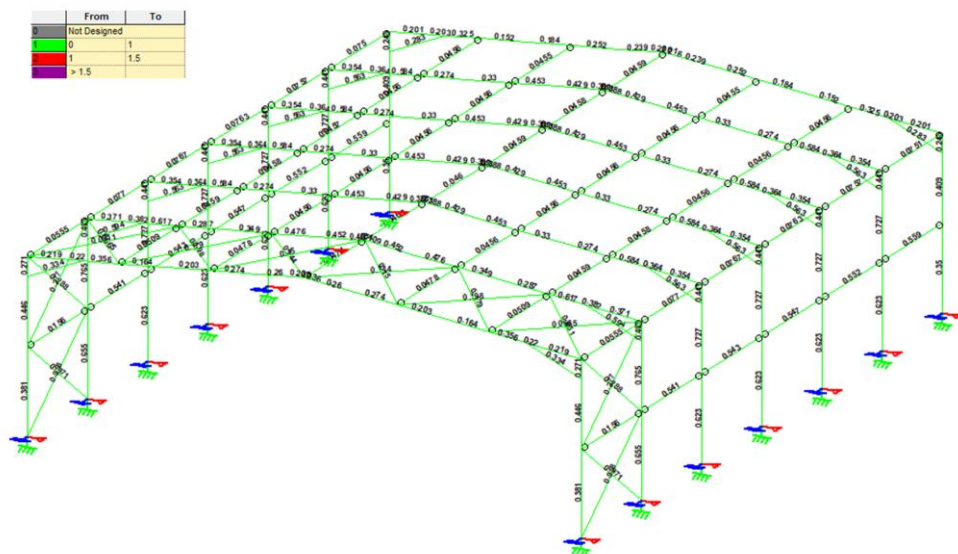
A apresentação dos resultados foi dividida por cenário, permitindo avaliar separadamente o comportamento da estrutura em cada modelo e, posteriormente, comparar os principais efeitos da mudança normativa.

4.1 Cenário Brasileiro

- **Grau de Utilização das Barras**

Após o processamento do modelo, foi obtido o grau de utilização das barras da estrutura. A Figura 34 apresenta a relação entre os esforços solicitantes e resistentes dos elementos, permitindo verificar se os perfis adotados atendem aos critérios de dimensionamento.

Figura 34 – Grau de utilização das barras – Cenário brasileiro



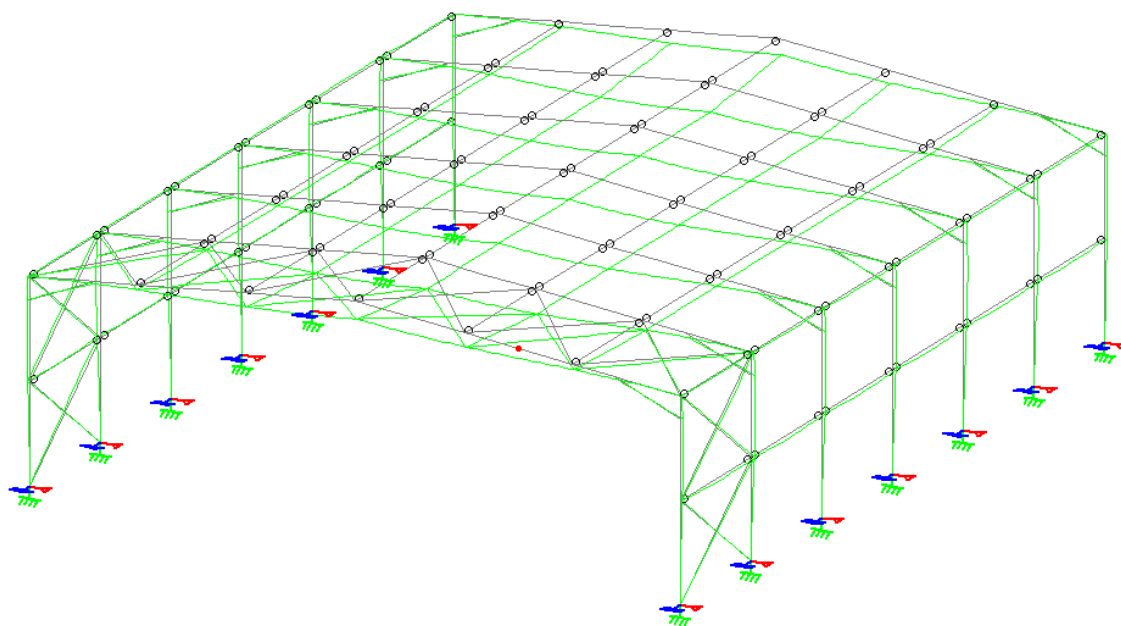
Fonte: Autor

- **Deslocamento**

Para a verificação dos deslocamentos, foram adotados os limites indicados pela norma brasileira. Considerando a geometria do galpão analisado, com vão livre de 30 m e altura de 9 m, o deslocamento vertical admissível do pórtico é de 120 mm, enquanto o deslocamento horizontal admissível é de 30 mm.

O maior deslocamento vertical encontrado foi de **105mm** e o maior deslocamento horizontal encontrado foi de **24mm**. Com isso, a estrutura foi aprovada nos critérios de deslocamento.

Figura 35 – Deslocamentos – Cenário brasileiro



Fonte: Autor

- **Reações nos Apoios**

Na Tabela 12 serão apresentadas as maiores reações nos apoios provenientes das combinações mais desfavoráveis para cada suporte. Observa-se que, como esperado, o momento em torno do eixo X é igual a 0, uma vez que estamos utilizando sistema de contraventamentos. A numeração dos apoios encontra-se na Figura 16.

Tabela 12 – Reações nos apoios – Cenário brasileiro

Apoio	Força-X kN	Força-Y kN	Força-Z kN	Momento- X kN-m	Momento- Y kN-m	Momento- Z kN-m
1	21.63	33.529	0.004	0	-0.006	-73.13
3	-21.63	33.529	0.004	0	0.006	73.13
7	38.1	53.655	0.006	0	-0.006	-129.043
9	-38.1	53.655	0.006	0	0.006	129.042
13	38.101	53.655	0.006	0	-0.006	-129.047
15	-38.101	53.655	0.006	0	0.006	129.046
19	38.101	53.655	0.006	0	-0.006	-129.047
21	-38.101	53.655	0.006	0	0.006	129.046
25	38.102	53.655	0.007	0	-0.006	-129.048
27	-38.102	53.655	0.007	0	0.006	129.047
31	40.225	57.955	1.485	0	-0.006	-136.285
33	-40.225	57.955	1.485	0	0.006	136.285
37	23.686	37.538	-1.514	0	-0.006	-80.121
39	-23.686	37.538	-1.514	0	0.006	80.12

Fonte: Autor

Na Tabela 12, pode-se verificar os valores das reações de apoio para o pórtico padrão conforme o Manual de Galpões da Gerdau.

Tabela 13 – Reações nos apoios – Manual Gerdau

Força-X kN	Força-Y kN	Momento- Z kN-m
35	58	124

Fonte: Manual de galpões Gerdau

Pode-se observar, que os valores estão bem próximos do encontrado no modelo de cálculo, tendo variações devido ao modelo não ser exato e ter pequenas variações de métodos, geometria e cargas utilizadas.

- **Perfis Utilizados e Consumo de Aço**

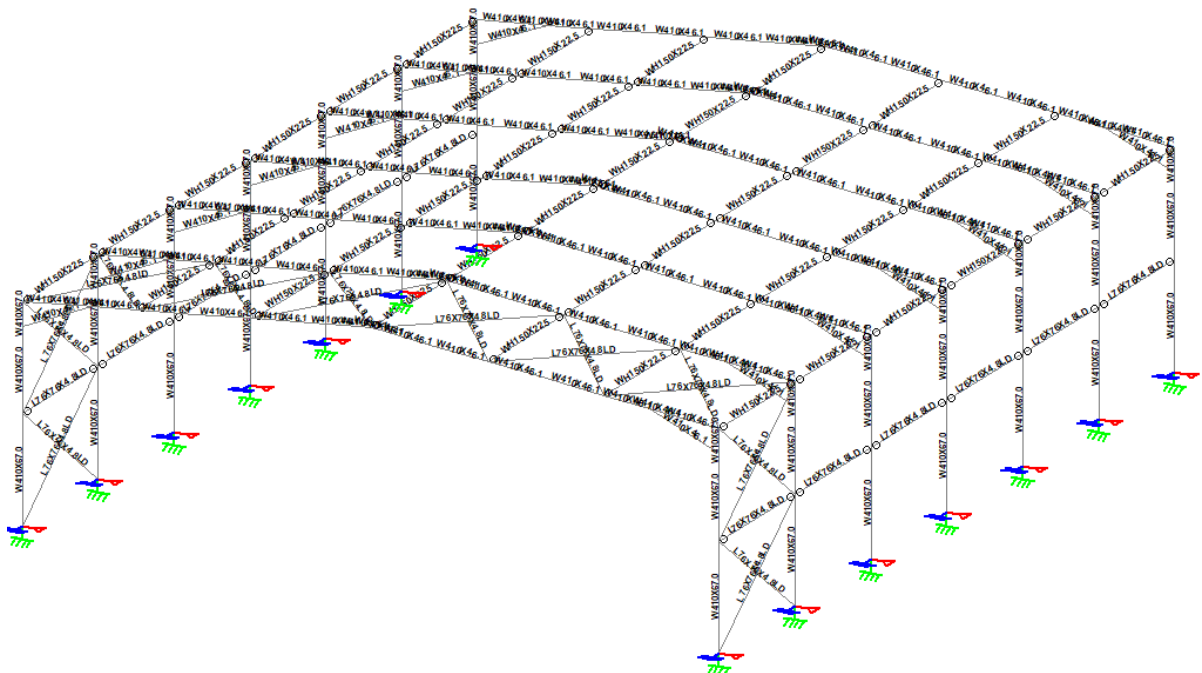
As seções dos perfis, os comprimentos e o peso total da estrutura foram extraídos diretamente do modelo numérico, conforme apresentado na Tabela 13. Ressalta-se que os valores indicados correspondem exclusivamente aos elementos estruturais principais do galpão, não contemplando elementos de fechamento lateral, fechamento de cobertura, terças, miscelâneas metálicas ou demais componentes construtivos complementares.

Tabela 14 – Consumo de aço – Cenário brasileiro

Perfil	Comprimento (m)	Peso (kN)
W410X67.0	126	83.532
WH150X22.5	252	56.14
L76X76X4.8	225.92	24.393
W410X46.1	256.76	116.765
TOTAL =		280.828

Fonte: Autor

Figura 36 – Perfis utilizados – Cenário brasileiro



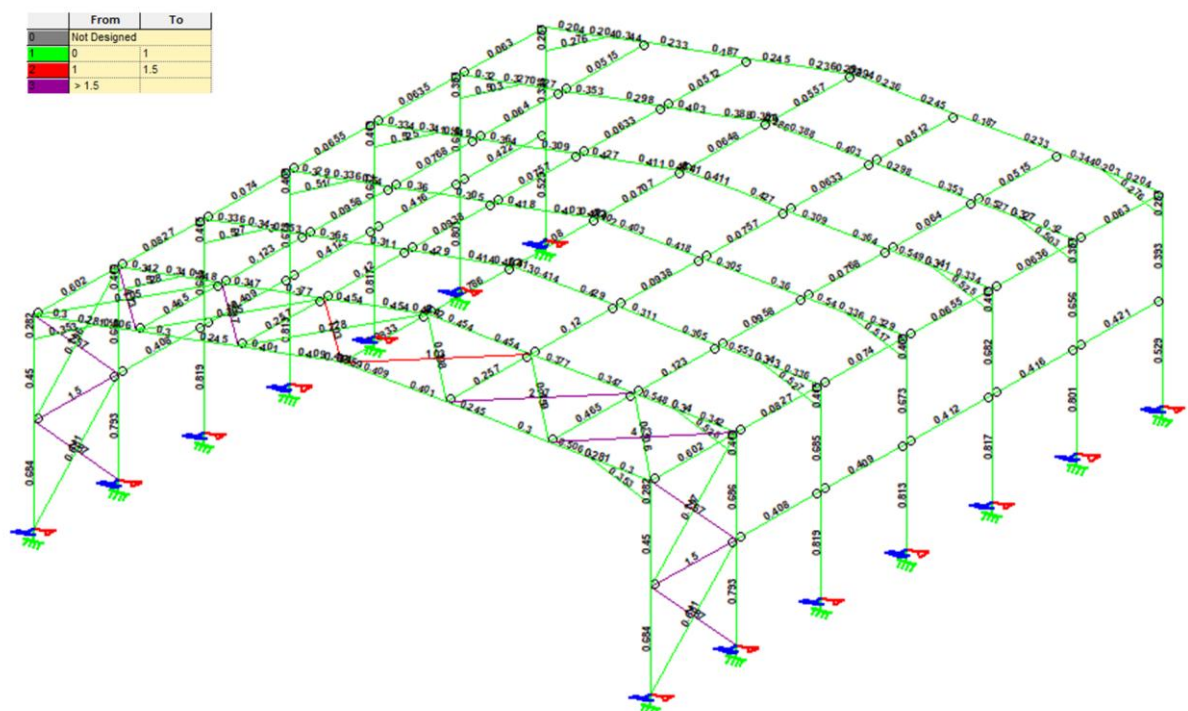
Fonte: Autor

4.2 Cenário Americano

- **Grau de Utilização das Barras**

Após o processamento do modelo, foi obtido o grau de utilização das barras da estrutura. A Figura 37 apresenta a relação entre os esforços solicitantes e resistentes dos elementos, permitindo verificar se os perfis adotados atendem aos critérios de dimensionamento.

Figura 37 – Grau de utilização das barras – Cenário americano



Fonte: Autor

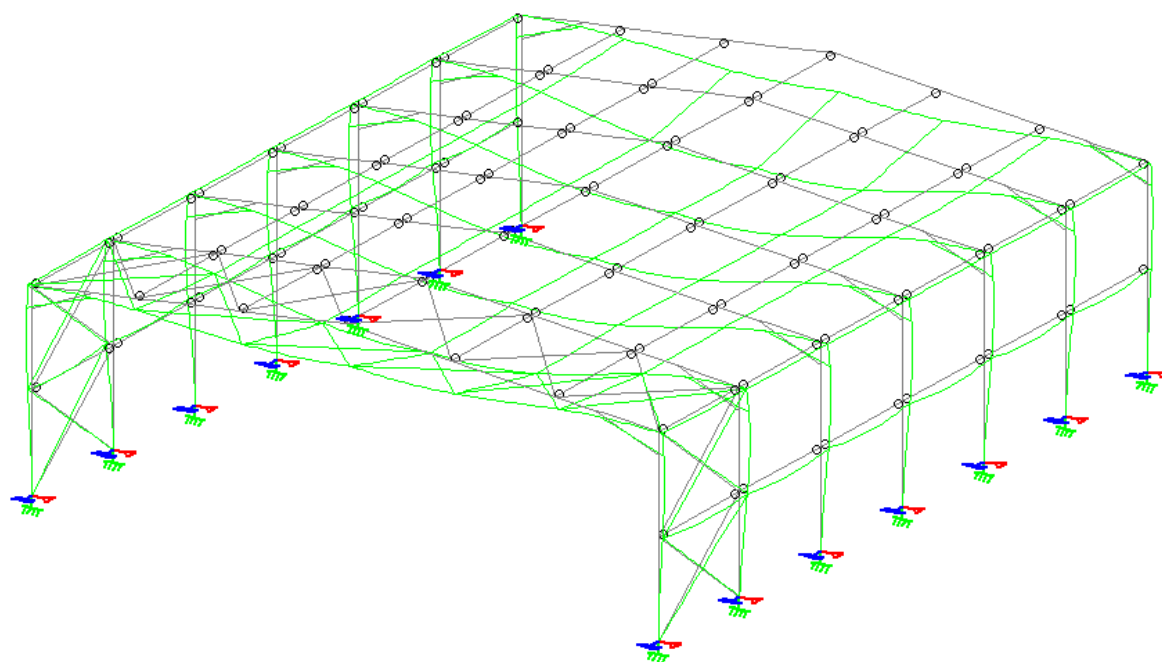
Observa-se que algumas barras responsáveis pelo sistema de contraventamento apresentaram taxa de utilização superior a 1,0, valor adotado como limite máximo para atendimento ao critério de resistência. Além disso, em alguns elementos, a taxa de utilização ultrapassou 1,5, indicando uma condição ainda mais crítica de solicitação.

- **Deslocamento**

Para a verificação dos deslocamentos, foram adotados os mesmos limites de deslocamento. Considerando a geometria do galpão analisado, com vão livre de 30 m e altura de 9 m, o deslocamento vertical admissível do pórtico é de 120 mm, enquanto o deslocamento horizontal admissível é de 30 mm.

O maior deslocamento vertical encontrado foi de **115mm** e o maior deslocamento horizontal encontrado foi de **54mm**. Com isso, pode-se observar que a estrutura não passa nos requisitos de deslocamento horizontal.

Figura 38 – Deslocamentos – Cenário americano



Fonte: Autor

- **Redimensionamento da Estrutura**

Como a principal diferença entre os modelos analisados é a inclusão da ação sísmica no cenário americano, verifica-se que essa ação provocou aumento significativo dos esforços nos contraventamentos e aumento significativo dos deslocamentos verticais e principalmente laterais, levando algumas barras a ultrapassarem sua capacidade resistente. Dessa forma, tornou-se necessário realizar o redimensionamento do sistema de contraventamento da estrutura.

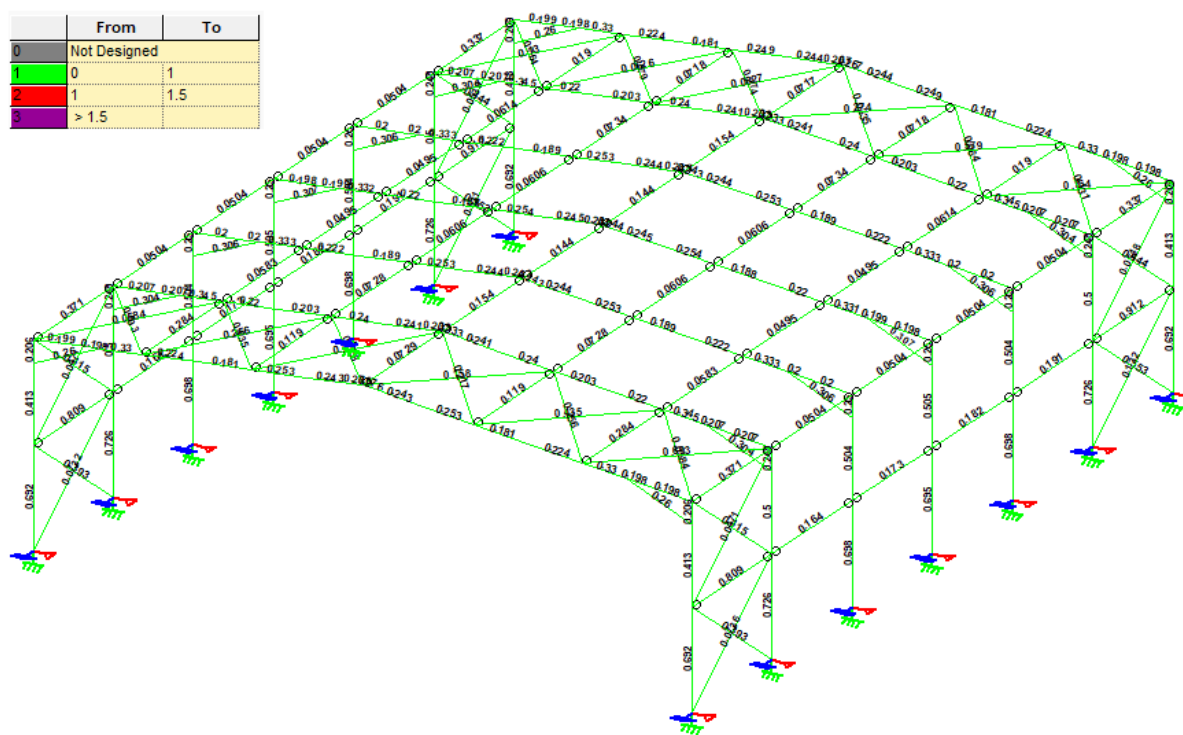
Uma alternativa possível seria aumentar a seção dos perfis utilizados, adotando elementos com maior área e, conseqüentemente, maior capacidade resistente. Entretanto, para sistemas submetidos a ações laterais, especialmente em análises com consideração sísmica, é recomendável priorizar soluções que aumentem também a redundância estrutural. Nesse sentido, a adoção de mais de uma linha de contraventamento contribui para uma melhor distribuição dos esforços horizontais e fornece maior segurança ao sistema global, caso uma das linhas apresente desempenho insuficiente.

Assim, a solução adotada foi a inclusão de uma nova linha de contraventamentos e o aumento da seção dos perfis, uma vez que somente uma das opções não garantiu o correto travamento da estrutura a correta taxa de utilização dos perfis. Com isso, os esforços laterais passaram a ser distribuídos entre um número maior de elementos resistentes, reduzindo a solicitação individual em cada barra e melhorando o desempenho global da estrutura frente às ações horizontais.

- **Utilização das Barras pós Redimensionamento**

O grau de utilização das barras após o redimensionamento pode ser observado na Figura 39 abaixo.

Figura 39 – Grau de utilização das barras após redimensionamento – Cenário americano



Fonte: Autor

Após o redimensionamento, observa-se que as barras da estrutura passaram a apresentar graus de utilização dentro dos limites admissíveis, com todos os elementos na faixa inferior a 1,0. Esse resultado indica que a inclusão da nova linha de contraventamentos, associada ao aumento da seção dos perfis, foi eficaz para redistribuir os esforços horizontais e reduzir as solicitações individuais nas barras.

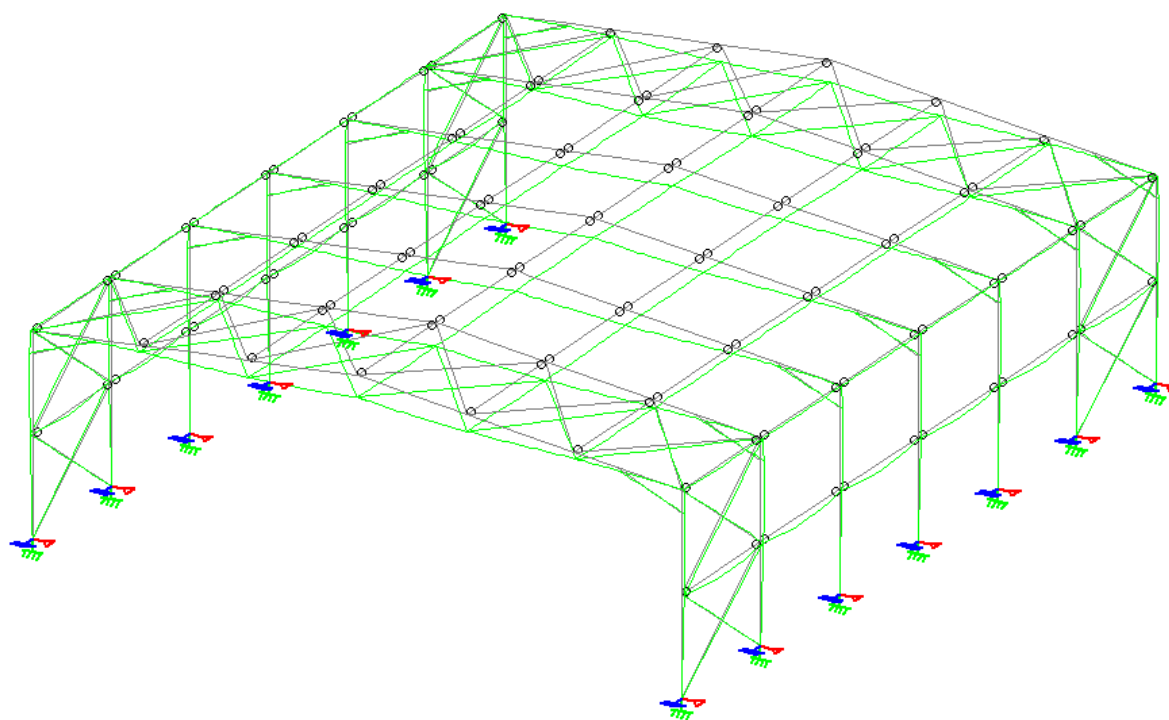
- **Deslocamento pós Redimensionamento**

Após a verificação das taxas de utilização das barras, também foi analisado o comportamento da estrutura redimensionada quanto aos deslocamentos. Para o modelo final, foram obtidos deslocamentos máximos de **80 mm** na direção vertical e **27.4 mm** na direção horizontal.

Esses valores permaneceram dentro dos limites admissíveis adotados para o projeto, considerando os critérios de serviço previamente definidos para deslocamentos verticais e horizontais. Dessa forma, além de atender ao estado limite de resistência, indicado pelas taxas de utilização inferiores ao limite admissível, a estrutura redimensionada também atende ao estado limite de serviço, apresentando rigidez adequada para garantir o desempenho global do galpão em condições normais de utilização.

Assim, o redimensionamento proposto mostrou-se eficiente tanto na redução dos esforços nas barras quanto no controle dos deslocamentos da estrutura.

Figura 40 – Deslocamento após redimensionamento – Cenário americano



Fonte: Autor

- **Reações nos Apoios**

A Tabela 14 apresenta as reações nos apoios para o cenário americano após o redimensionamento, considerando a atuação das ações sísmicas. Observa-se que a inclusão do sismo provoca aumento das solicitações transmitidas à fundação, principalmente nas componentes horizontais e nos momentos de base.

Dessa forma, os resultados evidenciam que a consideração sísmica não influencia apenas o dimensionamento das barras metálicas, mas também altera significativamente as solicitações nas bases da estrutura, podendo impactar o dimensionamento das fundações e dos elementos de ancoragem.

Tabela 15 – Reações nos apoios – Cenário americano

Apoio	Força-X kN	Força-Y kN	Força-Z kN	Momento- X kN-m	Momento- Y kN-m	Momento- Z kN-m
1	39.167	40.774	0.004	0	-0.001	-176.154
3	-39.167	40.775	0.001	0	0.002	176.153
7	57.258	56.015	0.007	0	-0.001	-257.066
9	-57.258	56.015	0.003	0	0.001	257.066
13	57.597	56.135	0.006	0	-0.001	-258.638
15	-57.597	56.135	0.003	0	0.001	258.637
19	58.285	56.683	0.006	0	-0.001	-261.17
21	-58.284	56.682	0.003	0	0.001	261.168
25	68.876	69.017	4.98	0	-0.001	-305.778
27	-68.874	68.519	2.774	0	0.001	305.753
31	67.661	71.117	-1.296	0	-0.001	-299.897
33	-67.654	72.114	-1.251	0	0.001	299.807
37	59.017	61.322	-6.885	0	-0.001	-272.194
39	-59.009	60.824	-4.709	0	0.001	272.124

Fonte: Autor

- **Perfis Utilizados e Consumo de Aço**

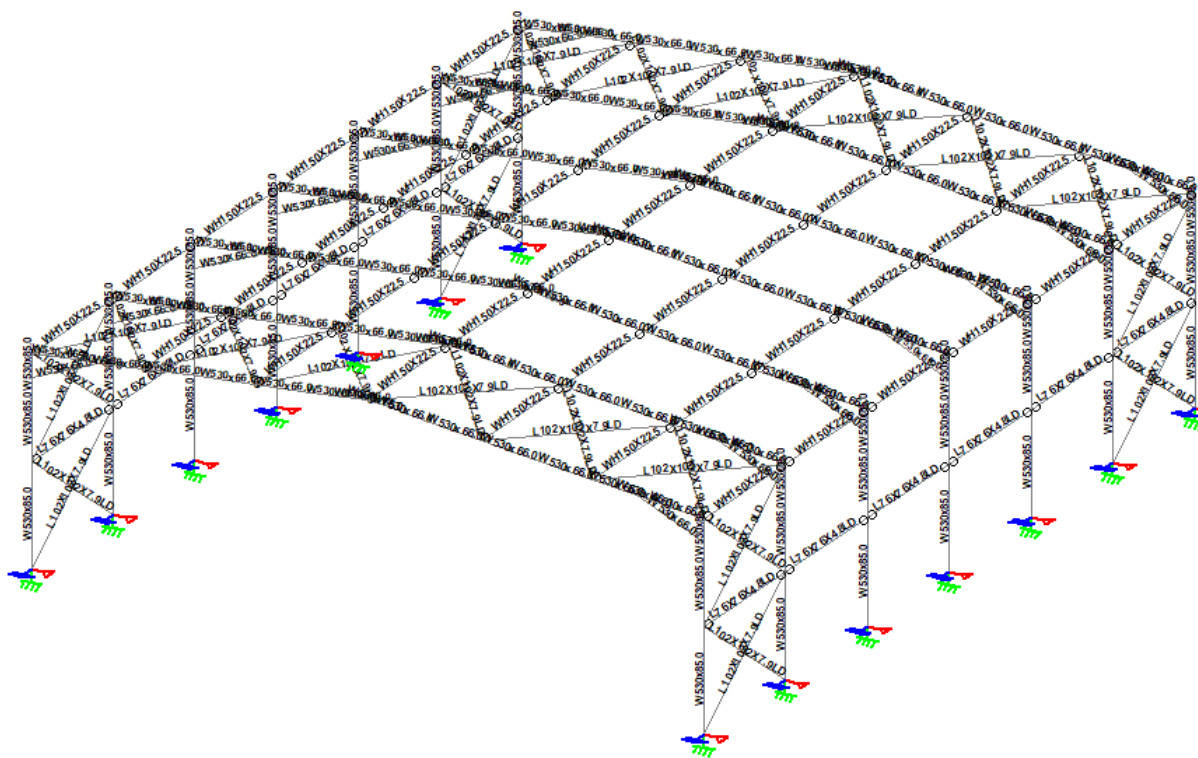
As seções dos perfis, os comprimentos e o peso total da estrutura foram extraídos diretamente do modelo numérico, conforme apresentado na Tabela 15. Ressalta-se que os valores indicados correspondem exclusivamente aos elementos estruturais principais do galpão, não contemplando elementos de fechamento lateral, fechamento de cobertura, terças, miscelâneas metálicas ou demais componentes construtivos complementares.

Tabela 16 – Consumo de aço – Cenário americano

Perfil	Comprimento (m)	Peso (kN)
W530X85.0	126	104.245
WH150X22.5	252	56.14
L102X102X7.9	307.83	73.625
L76X76X4.8	72	7.774
W530X66.0	256.76	164.891
TOTAL =		406.675

Fonte: Autor

Figura 41 – Perfis utilizados – Cenário americano



Fonte: Autor

A Tabela 17 apresenta uma síntese comparativa dos três estágios avaliados no estudo: o cenário brasileiro sem ação sísmica, o cenário americano com ação sísmica antes do redimensionamento e o cenário americano após as adequações estruturais. Observa-se que a inclusão do sismo elevou significativamente os deslocamentos horizontais, as reações de apoio e o consumo total de aço, exigindo redimensionamento da estrutura.

Tabela 17 – Comparativo dos resultados

Parâmetro	Sem sismo — cenário brasileiro	Com sismo — antes do redimensionamento	Com sismo — após redimensionamento
Deslocamento vertical máximo	105 mm	115 mm	80 mm
Limite vertical adotado	120 mm	120 mm	120 mm
Verificação vertical	Atende	Atende	Atende
Deslocamento horizontal máximo	24 mm	54 mm	27,4 mm
Limite horizontal adotado	30 mm	30 mm	30 mm
Força máxima em X nos apoios	40,2 kN	N/A	68,9 kN
Força máxima em Y nos apoios	57,96 kN	N/A	72,1 kN
Momento máximo em Z nos apoios	136,3 kN·m	N/A	305,8 kN·m
Consumo total de aço	280,83 kN	N/A	406,68 kN
Variação do consumo de aço	—	N/A	+44,8%
Situação dos contraventamentos	Atendem	Taxa de utilização > 1,0	Atendem
Alteração estrutural	Modelo original	Necessidade de redimensionamento	Nova linha de contraventamento e aumento de perfis

Fonte: Autor

5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo analisar as adaptações necessárias e os impactos quantitativos e conceituais no dimensionamento de uma estrutura de aço industrial ao comparar os critérios da ABNT NBR 8800 com os requisitos sismorresistentes adotados pelas normas americanas. Para isso, foi desenvolvido um estudo de caso utilizando um galpão industrial modelado no software STAAD.Pro, sendo avaliados dois cenários distintos: o primeiro representando a prática brasileira convencional e o segundo considerando a introdução da ação sísmica pelo método da Força Lateral Equivalente. O estudo buscou compreender não apenas as diferenças resultantes da ação sísmica, mas também as mudanças de conceito estrutural para atendimento aos critérios internacionais.

Os resultados demonstraram que a estrutura dimensionada com os critérios brasileiros apresentou desempenho satisfatório para as ações consideradas no projeto, atendendo aos critérios de resistência e deslocamento estabelecidos. Foram obtidos deslocamentos máximos de 105 mm na direção vertical e 24 mm na direção horizontal, ambos dentro dos limites admissíveis adotados para a estrutura. Além disso, o consumo total de aço dos elementos estruturais principais foi de 280,83 kN.

Quando submetida às combinações normativas americanas com inclusão da ação sísmica, a mesma estrutura apresentou aumento significativo das solicitações. Os deslocamentos passaram para 115 mm na direção vertical e 54 mm na direção horizontal, ultrapassando os limites adotados para verificação em serviço. Adicionalmente, diversos elementos do sistema de contraventamento apresentaram taxas de utilização superiores a 1,0, o que nos mostra que a estrutura originalmente dimensionada para o contexto brasileiro não possuía capacidade suficiente para atender aos requisitos impostos pela consideração sísmica.

Diante desse cenário, tornou-se necessário realizar o redimensionamento estrutural por meio da inclusão de uma nova linha de contraventamentos e da adoção de perfis mais resistentes. Após essa intervenção, a estrutura passou a atender simultaneamente aos critérios de resistência e deslocamento, apresentando deslocamentos máximos de 80 mm na direção vertical e 27,4 mm na direção horizontal. Os resultados demonstraram que o aumento da resistência dos elementos, isoladamente, não foi suficiente para garantir o desempenho adequado da estrutura, sendo necessária também a melhoria do sistema resistente às ações laterais, o que atende também ao requisito de redundância abordado pela norma americana.

A comparação entre os cenários evidenciou impacto direto no consumo de aço. O peso total dos elementos estruturais principais passou de 280,83 kN para 406,68 kN, representando um aumento aproximado de 44,8% em relação ao cenário brasileiro. Esse resultado demonstra que a consideração das ações sísmicas pode produzir impactos significativos tanto no dimensionamento dos perfis quanto nos custos associados à estrutura.

As reações de apoio também apresentaram elevação considerável, especialmente nas componentes horizontais e nos momentos transmitidos à fundação. Tal comportamento indica que a influência da ação sísmica não se limita aos elementos de aço da estrutura, mas afeta diretamente o dimensionamento das fundações e dos sistemas de ancoragem, ampliando o impacto do projeto como um todo.

Dessa forma, em resposta à pergunta de pesquisa, conclui-se que o profissional formado no Brasil que pretende atuar em regiões sujeitas à atividade sísmica deve adaptar sua metodologia de projeto para além da simples verificação da resistência dos elementos estruturais. Torna-se necessário incorporar critérios relacionados à ductilidade, redundância estrutural, dissipação de energia, controle de deslocamentos e avaliação dos efeitos de outras ações que não são predominantes no cenário nacional nas combinações de carregamento. Os resultados obtidos demonstraram que a aplicação desses critérios produz alterações significativas no comportamento estrutural, exigindo modificações nos sistemas de contraventamento, nos perfis adotados e nas solicitações transmitidas às fundações. Assim, a adaptação aos requisitos internacionais não representa apenas uma mudança normativa, mas uma mudança na própria filosofia de concepção e dimensionamento das estruturas metálicas.

Portanto, conclui-se que os objetivos propostos foram atingidos, sendo possível quantificar os impactos da consideração da ação sísmica em uma estrutura metálica industrial e identificar as principais adaptações necessárias para adequação aos critérios normativos americanos. O estudo evidencia a importância da capacitação dos profissionais brasileiros em conceitos de engenharia sismorresistente, contribuindo para ampliar sua atuação em mercados internacionais e em projetos desenvolvidos para regiões sujeitas à atividade sísmica.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a realização de estudos envolvendo diferentes tipologias estruturais, a aplicação de métodos avançados de análise sísmica, como a análise espectral modal e a análise no histórico do tempo, bem como a inclusão do dimensionamento das fundações e das ligações estruturais. Recomenda-se ainda a ampliação

da comparação normativa para incluir requisitos específicos da AISC 341, permitindo uma avaliação mais aprofundada dos critérios de detalhamento e comportamento inelástico exigidos em projetos sismorresistentes.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION AISC. ANSI/AISC 360-16: specification for structural steel buildings. Illinois, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS ASCE. ASCE/SEI 7-16: minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Reston, Virginia, 2017.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1993.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education Do Brasil, 2016.

FERREIRA, V. C. N.; SAMPAIO, M. S. M. Análise comparativa do dimensionamento de uma treliça de aço com a NBR 8800:2008 e a NBR 8800:2024. **Contribuciones a Las Ciencias Sociales**, São José dos Pinhais, v. 18, n. 1, p. e13955, 2025.

GUTIÉRREZ-URZÚA, F.; FREDDI, F.; DI SARNO, L. Comparative analysis of code-based approaches for seismic assessment of existing steel moment resisting frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 181, 106589, 2021.

LIMA, S. S.; SANTOS, S. H. C. **Análise dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2008.

PAPAVASILEIOU, G. S.; CHARMPIS, D. C. Earthquake-resistant buildings with steel or composite columns: comparative assessment using structural optimization. **Journal of Building Engineering**, v. 27, art. 100988, 2020

HASSAN, M.; VASDRAVELLIS, G.; VAMVATSIKOS, D. Eurocode-8-conforming seismic design and behaviour factor of high-post-yield stiffness concentrically-braced steel frames. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 52, p. 1536-1556, 2023.

PEREIRA, E. M. V.; ANDRADE, R. B.; NÓBREGA, P. G. B. Um olhar crítico sobre o procedimento simplificado da NBR 15421:2023. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 64., 2023, Florianópolis. **Anais[...]**. Florianópolis: IBRACON, 2023.

NORMANDIA, L. R. S.; SANTOS JUNIOR, A. R.; SANTOS, P. H. S. **Análise da influência da rigidez das ligações em estruturas metálicas**. Caderno Pedagógico, Curitiba, v. 21, n. 9, e8250, 2024.

SORIANO, Humberto Lima. **Dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2014.

VASILOPOULOS, A. A.; KAMARIS, G. S. Seismic design of space steel frames using advanced static inelastic (pushover) analysis. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 137, art. 106309, 2020.