



UEPB

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE - CCTS
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOÃO PEDRO COSTA DA SILVA MOURA

**UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE γ_z NA CLASSIFICAÇÃO DA
DESLOCABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM AÇO**

**ARARUNA-PB
2020**

JOÃO PEDRO COSTA DA SILVA MOURA

**UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE γ_z NA CLASSIFICAÇÃO DA
DESLOCABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. M.e William Vieira Gomes.

**ARARUNA-PB
2020**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

M929u Moura, Joao Pedro Costa da Silva.
Utilização do coeficiente γ_z na classificação da deslocabilidade de edifícios de múltiplos pavimentos em aço [manuscrito] / Joao Pedro Costa da Silva Moura. - 2020.
138 p. : il. colorido.
Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2020.
"Orientação : Prof. Me. William Vieira Gomes, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."
1. Estruturas Metálicas. 2. NBR 8800. 3. NBR 6118. 4. Análise de 2ª ordem. I. Título
21. ed. CDD 624

JOÃO PEDRO COSTA DA SILVA MOURA


**UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE γ_z NA CLASSIFICAÇÃO DA
DESLOCABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 17 / 11 / 2020

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.e William Vieira Gomes
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. M.e Leonardo Medeiros da Costa
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. M.e. Eduardo Morais de Medeiros
Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)

À toda minha família, por toda a dedicação e por serem minha referência nos âmbitos acadêmico e pessoal, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela tranquilidade e resiliência.

Ao professor Leonardo Medeiros da Costa, pelas contribuições seguras e objetivas, bem como pelo interesse despertado em mim na área tema deste trabalho.

Aos meus pais João Bosco e Rosete e às minhas irmãs Ana Raquel e Maria Luiza, pelo amor, compreensão e apoio.

A todos os demais familiares, que direta e indiretamente contribuíram com minha educação e formação pessoal.

Aos meus amigos de infância Carlos, Gerson, Jhonatan, Matheus e Misael pela amizade sincera e companhia ao longo dos anos.

A todos os amigos de turma que a graduação proporcionou e aos bons momentos vividos durante nossa jornada na UEPB.

Aos professores e demais funcionários que compõem o curso de Engenharia Civil da UEPB, pela participação em minha formação acadêmica.

“Failure is central to engineering. Every single calculation that an engineer makes is a failure calculation. Successful engineering is all about understanding how things break or fail.”

Henry Petroski

RESUMO

A demanda por estruturas em aço tem crescido nos últimos anos, e com ela, a necessidade de maior domínio sobre procedimentos de cálculo e processos executivos. Neste sentido, o presente trabalho tem como objetivo realizar uma análise comparativa dos procedimentos de classificação de deslocabilidade de estruturas das normas ABNT NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios) e ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento). Mais especificamente, pretende-se verificar a possibilidade de adoção dos procedimentos de análise de deslocabilidade indicados pela ABNT NBR 6118:2014 para as estruturas de aço. Com essa finalidade, é feito o estudo de nove modelos estruturais em aço, definidos de forma a contemplarem diferentes números de pavimentos (10, 15 e 20 pavimentos) e sistemas estruturais (estruturas em pórticos rígidos e contraventados). Para que se aproximem a modelos reais, os mesmos são inicialmente analisados e dimensionados segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008, para que em seguida tenham sua deslocabilidade classificada segundo a ABNT NBR 6118:2014, através do coeficiente γ_z . A aplicação de γ_z é investigada sobre diferentes condições de reduções de rigidez do aço, baseadas nas orientações das duas normas citadas. Das comparações realizadas, nota-se a possibilidade de uso do coeficiente da ABNT NBR 6118:2014 para classificação da deslocabilidade das estruturas de aço, independentemente do número de pavimentos ou sistema estrutural considerado, sendo, no entanto, essa aplicação considerável adequada quando o coeficiente γ_z é calculado a partir da hipótese de rigidez dos elementos de aço reduzida a 80% de seu valor integral, como define a ABNT NBR 8800:2008.

Palavras-Chave: Estruturas Metálicas. NBR 8800. NBR 6118. Análise de 2ª ordem.

ABSTRACT

The demand for steel structures has grown in recent years, and with it, the need for greater control over calculation procedures and executive processes. In this sense, the present work aims to carry out a comparative analysis of the structure's displacement classification procedures of the building codes ABNT NBR 8800:2008 (Design of steel structures and mixed structures of steel and concrete of buildings) and ABNT NBR 6118:2014 (Design of concrete structures - Procedure). More specifically, it is intended to verify the possibility of adopting the displacement analysis procedures indicated by ABNT NBR 6118:2014 for steel structures. For this purpose, was made the analysis of nine structural steel models, defined in order to contemplate different numbers of floors (10, 15 and 20 floors) and structural systems (structures in rigid and braced frames). In order to approach real models, they are initially analyzed and designed according to the procedures of ABNT NBR 8800:2008, so that their displacement is then classified according to ABNT NBR 6118:2014, using the γ_z coefficient. The application of γ_z is investigated under different conditions of steel stiffness reduction, based on the guidelines of the two standards mentioned. From the comparisons made, it is noted the possibility of using the ABNT NBR 6118:2014 coefficient to classify the displacement of steel structures, regardless of the number of floors or structural system considered, however, this considerable application is appropriate when the γ_z coefficient is calculated from the hypothesis of stiffness of steel elements reduced to 80% of their integral value, as defined by ABNT NBR 8800:2008.

Keywords: Steel structures. NBR 8800. NBR 6118. 2nd order analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Efeitos P- Δ e P- δ em uma viga-coluna.	21
Figura 2 – Momentos de 2ª ordem em um pórtico devido efeitos P- Δ e P- δ	23
Figura 3 – Deslocamento lateral de um pórtico em função do parâmetro de carga λ	24
Figura 4 – Vista em planta da distribuição dos pilares dos edifícios em estudo.	37
Figura 5 – Vista em planta das vigas dos modelos e nomenclatura adotada.	39
Figura 6 – Resumo dos procedimentos de pós processamento.	46
Figura 7 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MR-10.	47
Figura 8 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MR-15.	52
Figura 9 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MR-20.	57
Figura 10 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MC-10.	63
Figura 11 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MC-15.	68
Figura 12 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MC-20.	74
Figura 13 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MM-10.	80
Figura 14 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MM-15.	85
Figura 15 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MM-20.	90
Figura B.2-1 – Ábaco para o coeficiente de arrasto C_a em situações de baixa turbulência.	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela resumo dos modelos estudados.....	38
Tabela 2 – Propriedades mecânicas do aço empregado.....	40
Tabela 3 – Combinações para análises de deformações e deslocamentos de serviço.	42
Tabela 4 – Combinações para dimensionamento das estruturas.	43
Tabela 5 – Deslocamentos limites para atendimento do Estado-Limite de serviço.	43
Tabela 6 – Parâmetros de deslocabilidade e reduções de rigidez analisados.	45
Tabela 7 – Perfis dos pilares do Modelo MR-10.....	48
Tabela 8 – Perfis das vigas do Modelo MR-10.	48
Tabela 9 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MR-10.....	48
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MR-10-R100.....	49
Tabela 11 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MR-10-R100.	49
Tabela 12 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MR-10-R100.....	50
Tabela 13 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MR-10.	51
Tabela 14 – Perfis dos pilares do Modelo MR-15.....	52
Tabela 15 – Perfis das vigas do Modelo MR-15.	53
Tabela 16 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MR-15.....	53
Tabela 17 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MR-15-R100.....	53
Tabela 18 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MR-15-R100.	54
Tabela 19 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MR-15-R100.....	55
Tabela 20 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MR-15.	56
Tabela 21 – Perfis dos pilares do Modelo MR-20.....	57
Tabela 22 – Perfis das vigas do Modelo MR-20.	58
Tabela 23 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MR-20.....	58
Tabela 24 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MR-20-R100.....	58

Tabela 25 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MR-20-R100.	59
Tabela 26 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MR-20-R100.....	60
Tabela 27 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MR-20.	62
Tabela 28 – Perfis dos pilares do Modelo MC-10.....	63
Tabela 29 – Perfis dos pilares do Modelo MC-10.....	64
Tabela 30 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MC-10.....	64
Tabela 31 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MC-10.....	64
Tabela 32 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MC-10-R100.....	65
Tabela 33 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MC-10-R100.	65
Tabela 34 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MC-10-R100.....	66
Tabela 35 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MC-10.	67
Tabela 36 – Perfis dos pilares do Modelo MC-15.....	68
Tabela 37 – Perfis das vigas do Modelo MC-15.	69
Tabela 38 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MC-15.....	69
Tabela 39 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MC-15.....	69
Tabela 40 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MC-15-R100.....	70
Tabela 41 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MC-15-R100.	71
Tabela 42 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MC-15-R100.....	71
Tabela 43 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MC-15.	72
Tabela 44 – Perfis dos pilares do Modelo MC-20.....	74
Tabela 45 – Perfis das vigas do Modelo MC-20.	74
Tabela 46 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MC-20.....	75
Tabela 47 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MC-20.....	75
Tabela 48 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MC-20-R100.....	76

Tabela 49 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MC-20-R100.	77
Tabela 50 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MC-20-R100.....	78
Tabela 51 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MC-20.	79
Tabela 52 – Perfis dos pilares do Modelo MM-10.....	80
Tabela 53 – Perfis das vigas do Modelo MM-10.....	80
Tabela 54 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MM-10.....	81
Tabela 55 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MM-10.....	81
Tabela 56 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MM-10.....	82
Tabela 57 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MM-10.....	82
Tabela 58 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MM-10-R100.....	83
Tabela 59 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MM-10.	84
Tabela 60 – Perfis dos pilares do Modelo MM-15.....	85
Tabela 61 – Perfis das vigas do Modelo MM-15.....	85
Tabela 62 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MM-15.....	86
Tabela 63 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MM-15.....	86
Tabela 64 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MM-15-R100.....	87
Tabela 65 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MM-15-R100.	87
Tabela 66 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MM-15-R100.....	88
Tabela 67 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MM-15.	89
Tabela 68 – Perfis dos pilares do Modelo MM-20.....	91
Tabela 69 – Perfis das vigas do Modelo MM-20.....	91
Tabela 70 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MM-20.....	91
Tabela 71 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MM-20.....	92
Tabela 72 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MM-20-R100.....	92
Tabela 73 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MM-20-R100.	93

Tabela 74 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MM-20-R100.....	94
Tabela 75 – Valores de γ_z para todas as combinações e rigidezes do aço no Modelo MM-20.	95
Tabela 76 – Pesos totais e aumentos percentuais em função da esbeltez do modelo.....	97
Tabela 77 - Pesos totais e aumentos percentuais em função do sistema estrutural do modelo.	97
Tabela 78 – Valores máximos dos parâmetros de deslocabilidade e classificação final das estruturas.....	99
Tabela A.2-1 – Cálculo dos volumes totais de reservação.....	108
Tabela B.1-1 – Valores do coeficiente de redução α_n	110
Tabela B.2-1 – Valores utilizados de C_a para as três alturas de edificações em estudo.....	112
Tabela B.2-2 – Cargas de vento nas direções x e y para os modelos com 10 pavimentos.	113
Tabela B.2-3 – Cargas de vento nas direções x e y para os modelos com 15 pavimentos.	114
Tabela B.2-4 – Cargas de vento nas direções x e y para os modelos com 20 pavimentos.	114
Tabela C.1-1 – Coeficientes de combinação e de redução das ações consideradas.....	118

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Panorama geral	16
1.2	Objetivos	18
<i>1.2.1</i>	<i>Objetivo geral</i>	<i>18</i>
<i>1.2.2</i>	<i>Objetivos específicos</i>	<i>18</i>
1.3	Justificativa	18
2	FUNDAMENTAÇÃO	21
2.1	Tipos de Análise Estrutural	21
2.2	Processos de Análise Estrutural	25
<i>2.2.1</i>	<i>Processos rigorosos</i>	<i>25</i>
<i>2.2.2</i>	<i>Processos aproximados</i>	<i>26</i>
<i>2.2.3</i>	<i>Processos simplificados</i>	<i>27</i>
2.3	ABNT NBR 8800:2008	27
<i>2.3.1</i>	<i>Classificação quanto à deslocabilidade lateral</i>	<i>28</i>
<i>2.3.2</i>	<i>Orientações para análise estrutural – Estados-Limites Últimos</i>	<i>28</i>
<i>2.3.3</i>	<i>Orientações para análise estrutural – Estados-Limites de Serviço</i>	<i>30</i>
<i>2.3.4</i>	<i>Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes</i>	<i>30</i>
2.4	ABNT NBR 6118:2014	30
<i>2.4.1</i>	<i>Classificação quanto à deslocabilidade lateral</i>	<i>31</i>
<i>2.4.2</i>	<i>Coefficiente γ_z</i>	<i>31</i>
<i>2.4.3</i>	<i>Orientações para análise estrutural – Estados-Limites Últimos</i>	<i>32</i>
2.5	Estudos Anteriores	33
<i>2.5.1</i>	<i>Silva (2004)</i>	<i>33</i>
<i>2.5.2</i>	<i>Dória (2007)</i>	<i>34</i>
<i>2.5.3</i>	<i>Souza (2009)</i>	<i>35</i>
<i>2.5.4</i>	<i>Camargo (2012)</i>	<i>35</i>

3	METODOLOGIA	37
3.1	Definição dos modelos analisados.....	37
3.1.1	<i>Elementos Lineares.....</i>	38
3.1.2	<i>Lajes.....</i>	39
3.1.3	<i>Propriedades dos materiais</i>	40
3.2	Cargas Atuantes	41
3.3	Combinações de Ações e Estados-Limites	41
3.3.1	<i>Combinações para Estados-Limites de Serviço</i>	41
3.3.2	<i>Combinações para Estados-Limites Últimos</i>	42
3.3.3	<i>Estado-Limite de Serviço</i>	43
3.3.4	<i>Estado-Limite Último.....</i>	44
3.4	Análise estrutural.....	44
3.5	Pós processamento	45
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
4.1	Modelo MR-10.....	47
4.2	Modelo MR-15.....	52
4.3	Modelo MR-20.....	57
4.4	Modelo MC-10.....	62
4.5	Modelo MC-15.....	68
4.6	Modelo MC-20.....	73
4.7	Modelo MM-10	79
4.8	Modelo MM-15.....	84
4.9	Modelo MM-20.....	90
4.10	Análises comparativas	96
4.10.1	<i>Pesos das estruturas.....</i>	96
4.10.2	<i>Deslocabilidades.....</i>	99
4.10.2.1	<i>Deslocabilidade x sistema estrutural.....</i>	101

4.10.2.2	<i>Deslocabilidade x esbeltez</i>	101
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
5.1	Sugestões para estudos futuros	104
	REFERÊNCIAS	105
	APÊNDICE A – CÁLCULO DAS AÇÕES PERMANENTES	107
	A.1. Cargas sobre lajes e vigas	107
	A.2. Cargas de reservatório	108
	APÊNDICE B – CÁLCULO DAS AÇÕES VARIÁVEIS	110
	B.1. Sobrecargas	110
	B.2. Cargas de vento	110
	B.3. Cargas nocionais	115
	APÊNDICE C - COMBINAÇÕES DE AÇÕES	116
	C.1. Combinações para Estados-Limites de Serviço	116
	C.2. Combinações para Estados-Limites Últimos	117
	APÊNDICE D – EXEMPLO DE ROTINA DE DIMENSIONAMENTO	120

1 INTRODUÇÃO

1.1 Panorama geral

Apesar de uma participação ainda incipiente, o cenário nacional começou a vivenciar nos últimos anos um aumento significativo da participação das estruturas de aço e mistas de aço e concreto. Segundo estudo realizado pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço e o Instituto Aço Brasil (CBCA, 2019), o emprego das estruturas metálicas se dá principalmente em empreendimentos comerciais e industriais.

Esse aumento da participação dos sistemas estruturais de aço se deve a certas características que os fazem vantajosos frente aos sistemas tradicionais. Baseadas na exposição feita por Fakury (2016), citam-se como vantagens da utilização do aço como material estrutural: alto índice de resistência (razão entre resistência e peso específico), elevada ductilidade e alto grau de confiança (resultado do fato deste ser um material homogêneo e isotrópico, de propriedades mecânicas bem definidas). Por se tratarem de produtos industrializados, o emprego dos perfis em aço permite a composição de sistemas estruturais que se destacam por sua rapidez e organização de execução, bem como pelas facilidades de ampliação e reaproveitamento (ou reciclagem) da estrutura.

As características particulares das edificações em aço, como as supracitadas, são as responsáveis por tornar o projeto de estruturas em aço e mistas de aço-concreto diferente do projeto de estruturas em concreto armado. Em particular, as diferenças entre os sistemas estruturais em aço e concreto se refletem no comportamento da estrutura. A maior esbeltez dos elementos de aço e as ligações entre estes tornam as estruturas metálicas mais suscetíveis a deformações laterais, aumentando assim a importância da compreensão do comportamento da estrutura como um todo (comportamento global da estrutura) (FRANCA, 2003).

Devido à preocupação com os deslocamentos nas estruturas em aço, o uso de sistemas estruturais em que a rigidez da edificação aos esforços laterais é garantida exclusivamente por pórticos rígidos formados pelas vigas e pilares é pouco usual em situações práticas de projeto. Bellei (2008) afirma a esse respeito que tais sistemas são aplicados preferencialmente em edifícios de pequena e média altura e que os mesmos só são econômicos nas situações em que as distâncias entre as colunas são pequenas.

Dáí, são amplamente empregadas subestruturas de contraventamento, responsáveis por resistir aos esforços laterais. Essas estruturas de contraventamento podem ser várias, desde

estruturas treliçadas associadas aos pórticos de vigas e pilares, até sistemas mistos que fazem o uso de concreto armado, como núcleos centrais rígidos e paredes de cisalhamento.

Como afirmado por Souza (2009), o comportamento global de uma edificação tem influência direta em seu projeto, já que a análise estrutural – determinação dos esforços e deslocamentos do modelo estrutural – depende (dentre outros fatores como a geometria dos elementos, imperfeições físicas do material, comportamento das ligações, imperfeições de fabricação e montagem) da deformabilidade e rigidez da estrutura como um todo.

Considerando a importância da suscetibilidade das edificações aos deslocamentos (em particular, aos deslocamentos horizontais) e a influência que estes têm sobre os esforços na edificação (criando esforços adicionais aos atuantes na edificação em sua condição indeformada), as normas técnicas nacionais e internacionais a respeito do projeto de estruturas, sejam de aço ou concreto armado, usualmente definem a necessidade de avaliação e classificação da deslocabilidade – tendência ao deslocamento sob a ação dos carregamentos atuantes - da estrutura.

A verificação da deslocabilidade de uma estrutura é feita através de parâmetros estabelecidos em norma, calculados tendo como base o modelo estrutural da edificação. Dependendo dos resultados quanto à sua deslocabilidade, as normas estabelecem classificações para a estrutura e recomendações de projeto, aumentando o rigor necessário à análise estrutural quanto maior for a deslocabilidade da edificação.

A norma técnica ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - recomenda que a deslocabilidade das estruturas de aço seja avaliada diretamente da razão entre os deslocamentos da estrutura obtidos nas análises estruturais não-linear e linear (também nomeados, respectivamente, de deslocamentos de 2ª e 1ª ordem). A ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento - por sua vez, aplica o coeficiente γ_z , calculado através dos carregamentos atuantes (cargas verticais e horizontais) e dos deslocamentos da estrutura, obtidos numa análise estrutural linear.

A avaliação de uma estrutura quanto à sua deslocabilidade é questão de grande importância na análise estrutural, sendo essa um instrumento usado por diversas normas como uma medida da sensibilidade da estrutura aos esforços e deslocamentos de 2ª ordem. Dessa forma, funciona para o projetista como um indicador de o quão relevantes são os efeitos dos deslocamentos sobre as respostas da estrutura e conseqüentemente, sobre a sua estabilidade.

1.2 Objetivos

1.2.1 *Objetivo geral*

Realizar a análise de diferentes modelos de edifícios de múltiplos pavimentos em aço e classificá-los quanto à deslocabilidade, segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014. Procura-se constatar se ocorre concordância entre os procedimentos recomendados pelas duas normas na avaliação da deslocabilidade, verificando em que medida as recomendações apresentadas pela ABNT NBR 6118:2014 para a avaliação da deslocabilidade são válidas para estruturas em aço.

1.2.2 *Objetivos específicos*

Além do objetivo geral apresentado, destacam-se como objetivos específicos deste trabalho:

- Avaliar a influência do sistema estrutural da edificação (especificamente, os sistemas de pórticos rígidos e contraventados) e de sua esbeltez (razão entre a altura da edificação e sua menor dimensão em planta) na deslocabilidade da estrutura;
- Avaliar os efeitos do uso de diferentes hipóteses de redução de rigidez dos elementos estruturais nos parâmetros de classificação da deslocabilidade. Para tal, são verificadas as consequências do uso das diferentes hipóteses de rigidez presentes nas normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014, quando aplicadas às estruturas de aço.
- Avaliar a relação entre os parâmetros do estudo (sistema estrutural e altura da edificação) e o peso total dos perfis estruturais das estruturas.

1.3 Justificativa

Como discutido anteriormente, os deslocamentos determinados na análise estrutural são resultado de inúmeros fatores como as ações atuantes, propriedades mecânicas dos materiais estruturais, geometria dos membros estruturais, geometria geral da edificação (dimensões em planta, altura, vãos livres, dentre outros), comportamento das ligações entre elementos e sistema estrutural empregado.

Devido à impossibilidade de representação do comportamento real de uma edificação - no que se refere às cargas que atuam ao longo de sua vida útil bem como do comportamento real do material e dos elementos estruturais - é de fundamental importância que algumas simplificações e hipóteses de cálculo sejam empregadas, de forma a viabilizar a análise e projeto da estrutura. Isso, no entanto, deve ser feito sem que haja grandes prejuízos à representatividade do modelo de cálculo. Nesse sentido, no contexto das normas de projeto, a avaliação da deslocabilidade de uma estrutura dá indícios de quais hipóteses acerca do comportamento dos materiais bem como da geometria da estrutura devem ser empregados na análise estrutural.

A respeito dos estudos anteriores sobre o tema, estes quase sempre são orientados à análise dos procedimentos simplificados de consideração dos efeitos de 2ª ordem, não sendo, portanto, diretamente focados na avaliação dos diferentes parâmetros de deslocabilidade existentes. Os estudos de Silva (2004), Dória (2007), Souza (2009) e Camargo (2012), tomados como as principais referências para este trabalho, são exemplos disto.

Outro aspecto recorrente desses estudos é que, quando a comparação entre parâmetros de deslocabilidade é feita, geralmente limita-se, no entanto, a avaliação de estruturas planas, como pode ser encontrado nos trabalhos de Silva (2004), Dória (2007) e Souza (2009).

Em seu trabalho, Camargo (2012) faz análise de estruturas tridimensionais em aço, tendo, contudo, o propósito principal de verificar a influência da concepção estrutural nos efeitos de 2ª ordem. Além de avaliar os procedimentos simplificados de análise de 2ª ordem, o autor tece comentários comparativos das formas de avaliação de deslocabilidade previstas pela ABNT NBR 8800:2008, sem, todavia, fazer alusão à possível aplicação da metodologia presente na ABNT NBR 6118:2014 às estruturas de aço.

Assim, localizado nas lacunas entre os trabalhos anteriores, o presente estudo encontra sua justificativa na pretensão de expandir os resultados existentes na literatura. Daí, destaca-se o interesse na análise de estruturas tridimensionais, em complemento aos estudos anteriores, em sua grande maioria voltados à análise de estruturas planas.

Ademais, os resultados do estudo também podem colaborar na verificação da influência da esbeltez e sistema estrutural de uma edificação em sua deslocabilidade, na perspectiva das estruturas habituais.

Por fim, com a verificação da validade de aplicação do parâmetro γ_z para as estruturas em aço (e da eventual consequência das reduções de rigidez em seu valor), se poderá propor ou refutar o uso desse parâmetro como avaliador da deslocabilidade das estruturas em aço, que

teria como maior vantagem o fato de que este coeficiente de classificação é de mais fácil aplicação que os já previstos pela ABNT NBR 8800:2008.

2 FUNDAMENTAÇÃO

2.1 Tipos de Análise Estrutural

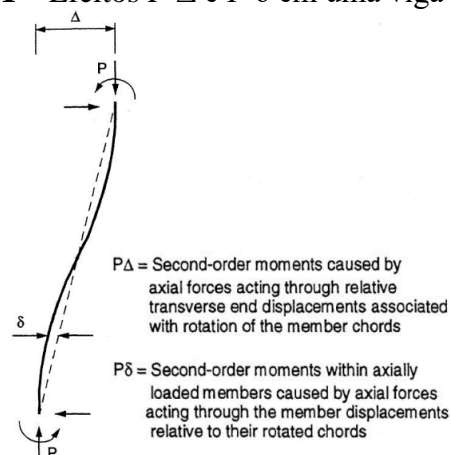
Ao se observar o histórico das investigações acerca da estabilidade estrutural, é notório o fato de que os primeiros estudos publicados sobre o tema foram voltados ao comportamento de barras isoladas, tendo Leonhard Euler como um dos nomes mais notáveis, ao apresentar ainda no século XVIII o tão conhecido conceito de carga crítica de flambagem. Apesar de não ser o intuito desse trabalho detalhar esse desenvolvimento, que é exposto de forma sucinta por Souza (2009), vale ser destacado o fato de que a estabilidade de barras isoladas é um fenômeno bem compreendido e equacionado, podendo considerar inclusive, a existência de imperfeições geométricas do elemento e comportamento não-linear do material.

Visando a estabilidade das edificações, tanto a estabilidade de seus elementos isolados quanto da estrutura como um todo devem ser assegurados. Tendo em vista que os códigos de projeto usualmente trazem em seus procedimentos critérios que garantem a estabilidade dos elementos estruturais isolados, a discussão sobre a estabilidade das estruturas recai principalmente na investigação de seu comportamento global.

A American Society of Civil Engineers (ASCE, 1997) afirma que os aspectos que podem afetar significativamente a estabilidade das estruturas aperticadas são subdivididos em dois grupos: fenômenos de comportamento não-linear e atributos físicos da estrutura. O comportamento não-linear da estrutura pode estar associado a fenômenos geométricos ou de material.

A não-linearidade geométrica está relacionada principalmente aos conhecidos efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$. A Figura 1 traz a representação desses efeitos em uma viga-coluna.

Figura 1 – Efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ em uma viga-coluna.



Fonte: ASCE, 1997.

O efeito global $P-\Delta$ ocorre devido a atuação das forças verticais numa condição de deslocamento horizontal da extremidade do elemento em relação à sua base, enquanto que o efeito local $P-\delta$ é originado pela atuação da força axial através do deslocamento associado à curvatura do elemento. Nessas condições, surgem momentos adicionais (também chamados de momentos de 2ª ordem) no membro estrutural.

A não-linearidade de material, por sua vez, está associada principalmente à ocorrência de fenômenos de plastificação nos elementos estruturais, que podem ser analisados através de modelos simplificados - que consideram os efeitos de plastificação concentrada, formando as chamadas rótulas plásticas – ou mais detalhados, que consideram a plastificação gradual das seções transversais dos elementos (modelos com ocorrência de propagação da plastificação, também conhecidos como modelos de zonas plásticas). Segundo Ziemian (2010), para fins da estabilidade, uma importante distinção entre os dois modelos comentados é que o método de plasticidade distribuída é capaz de representar reduções na rigidez dos elementos estruturais anteriores à total plastificação da seção transversal, que podem afetar as deformações de segunda-ordem e esforços internos.

Os chamados atributos físicos ao qual a ASCE (1997) se refere estão relacionados a características de montagem e fabricação da estrutura e seus elementos. São incluídos aqui imperfeições geométricas iniciais (como desaprumos na montagem, desalinhamento dos elementos e excentricidades acidentais de cargas ou nos nós da estrutura), imperfeições iniciais de material (tensões residuais devidas ao processo de fabricação dos perfis metálicos, que interferem no diagrama tensão x deformação do material, reduzindo o trecho de comportamento elástico) e características como rigidez e resistência das ligações entre os elementos.

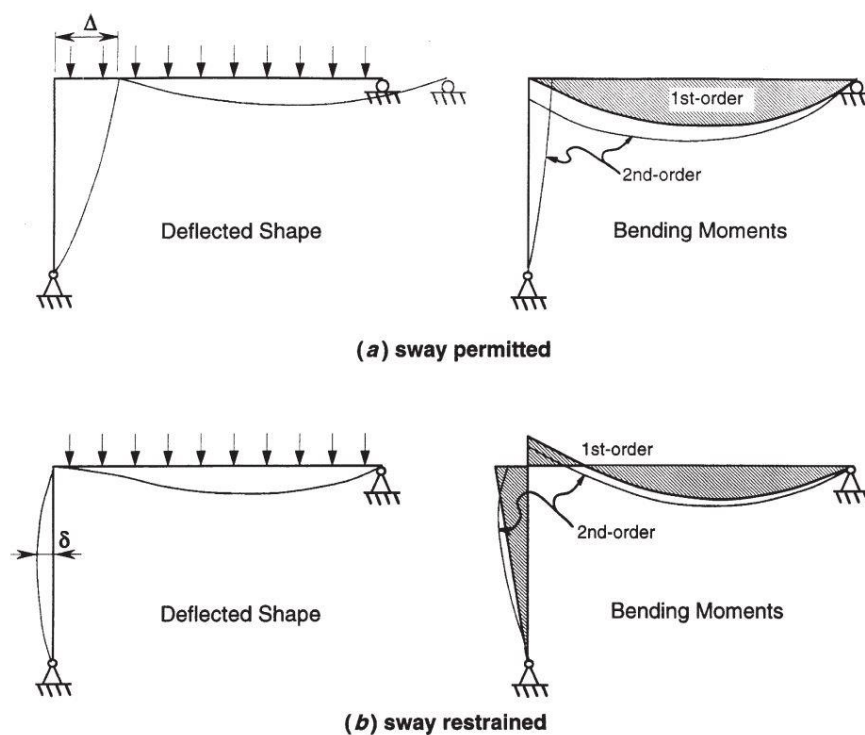
Tendo em mente os fatores apresentados, os diferentes tipos de análise estrutural se distinguem entre si, portanto, em função dos diferentes modelos de comportamento estrutural. Mais especificamente, (1) se a condição de equilíbrio é satisfeita na geometria indeformada ou deformada da estrutura e (2) se o escoamento nos elementos estruturais (propagação da plasticidade através da seção transversal e/ou ao longo de seu comprimento) é considerado (ZIEMIAN, 2010). Daí, a análise de estruturas pode ser tradicionalmente dos seguintes tipos:

1. Análise elástica de 1ª ordem: o comportamento do material é considerado como sendo elástico-linear e o equilíbrio da estrutura é satisfeito em sua configuração indeformada (linearidades física e geométrica). Por esses motivos, é o tipo mais simples de análise. Como resultado das hipóteses citadas, há proporcionalidade entre as deformações e os esforços na estrutura. No entanto, como afirmado por Reis e Camotim (2001, pg. 15), “[...] a análise linear

de estruturas não permite identificar ou estudar fenômenos de estabilidade, o que resulta do fato da natureza desses fenômenos ser, de forma intrínseca, geometricamente não linear”.

2. Análise elástica de 2ª ordem: o comportamento do material é modelado como sendo elástico-linear, no entanto, considera-se a não linearidade geométrica, ou seja, o equilíbrio da estrutura é formulado a partir de sua geometria deformada. Nesse tipo de análise, os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ desempenham importante participação, sendo responsáveis por afetar os esforços internos de toda a estrutura, ocorrendo independentemente da estrutura ser lateralmente contida ou não. Além disso, os momentos de 2ª ordem não necessariamente têm a mesma distribuição dos momentos de 1ª ordem, de forma que os momentos totais podem não ser simples ampliações diretas dos momentos de 1ª ordem. Esse fato é exemplificado nos pórticos da Figura 2. No pórtico (a), que representa o efeito global $P-\Delta$, nota-se que em função de sua ocorrência, os momentos positivos na viga são ampliados (além do surgimento de momento positivo em sua extremidade), enquanto que momentos antes não existentes surgem no pilar. No pórtico (b), que representa o efeito local $P-\delta$, nota-se diminuição dos momentos negativos e ampliação dos momentos positivos da viga, além da mudança na configuração dos momentos no pilar.

Figura 2 – Momentos de 2ª ordem em um pórtico devido efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$.



Fonte: ZIEMIAN, 2010.

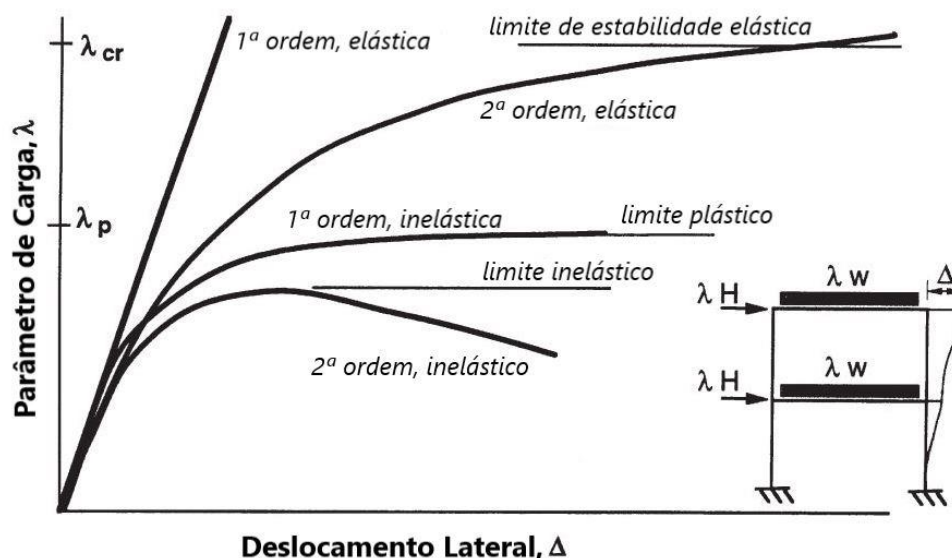
Ressalta-se que numa estrutura real, no entanto, os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ ocorrem simultaneamente e com maior ou menor impacto sobre a estrutura a depender de características próprias desta.

3. Análise inelástica de 1ª ordem: considera o efeito do escoamento dos elementos da estrutura sob o incremento de cargas, sendo, porém, limitada à análise da estrutura em sua geometria indeformada. Os efeitos inelásticos podem ser tratados por modelos mais simples (como o de rótulas plásticas) ou mais detalhados, como os de plastificação distribuída.

4. Análise inelástica de 2ª ordem: inclui tanto as não-linearidades de material quanto geométricas, dessa forma, esse tipo de análise leva em consideração os efeitos do escoamento nos elementos e grandes deflexões na redução de rigidez da estrutura. Deve-se destacar ainda que segundo a literatura sobre o tema da estabilidade estrutural, é consensual o entendimento de que a análise inelástica de 2ª ordem é aquela que melhor representa o comportamento real e resistência da estrutura, apesar de sujeita a limitações de uma representação acurada dos comportamentos não-lineares.

A Figura 3 compara os quatro tipos de análise comentados, utilizando para isso curvas de carga x deslocamento lateral.

Figura 3 – Deslocamento lateral de um pórtico em função do parâmetro de carga λ .



Fonte: Autor, adaptado de Ziemian (2010).

Da Figura 3 é notório o impacto da consideração das não-linearidades na análise inelástica de 2ª ordem de um pórtico (com ligações rígidas entre vigas e pilares), aumentando consideravelmente a deslocabilidade da estrutura e diminuindo sua resistência, quando comparada com os demais tipos de análise. A esse respeito, Reis e Camotim (2001) chamam atenção para o fato de que na maior parte das estruturas (em particular as estruturas metálicas) seu colapso ocorrer devido à interação entre fenômenos de instabilidade (não linearidade geométrica) e plasticidade (não linearidade física), no que os autores chamam de “instabilidade em regime elasto-plástico”.

2.2 Processos de Análise Estrutural

A realização das análises de 2ª ordem pode ser feita por diferentes processos, que se distinguem entre si em função do rigor da análise no que se refere à consideração das não-linearidades adotadas. Assim, os processos de análise de 2ª ordem podem ser classificados em: processos rigorosos (ou exatos), aproximados e simplificados (1ª ordem modificado). Segue breve apresentação sobre estes.

2.2.1 Processos rigorosos

Nesses procedimentos é feita de fato a análise da estrutura na sua geometria deformada, incorporando-se as não-linearidades de material e imperfeições iniciais geométricas e de material no modelo estrutural. Nesse sentido, as abordagens para inclusão dessas não-linearidades no modelo são muitas. As imperfeições globais podem ser incluídas diretamente na análise. Para tal, a estrutura deve ser modelada em software já contemplando eventuais desaprumos, o que é feito através da adoção de inclinações para os pilares. As imperfeições locais, por sua vez, poderiam ser viabilizadas através da adoção de elementos finitos curvos. Sobre as imperfeições de material, estas podem ser consideradas impondo que a análise seja feita segundo um diagrama tensão x deformação dos materiais pré-determinado pelo projetista, em um processo de natureza iterativa (SOUZA, 2009).

Dessa forma, o procedimento rigoroso realiza, de fato, a análise não-linear da estrutura, não recorrendo às simplificações correntes de geometria e material. O procedimento de resolução desses problemas é de natureza incremental-iterativa, o que significa que o equilíbrio da estrutura é avaliado para incrementos sucessivos de carga, até que a configuração deformada

final seja alcançada. Como forma de definir o término do processo iterativo, é adotado previamente um critério de convergência (SILVA, 2004).

Esses procedimentos de análise ganharam maior importância nas últimas décadas em função do aumento da capacidade de processamento dos computadores e dos avanços alcançados na mecânica computacional, em especial devido ao Método dos Elementos Finitos. Apesar de que sua utilização seja permitida pelas principais normas técnicas internacionais, processos rigorosos de análise de 2ª ordem ainda tem uso comercial limitado.

2.2.2 Processos aproximados

Nas análises de 2ª ordem por métodos aproximados o equilíbrio da estrutura é considerado em geometria deformada, no entanto, demais efeitos não-lineares são incorporados na análise através de simplificações de modelo. Imperfeições geométricas globais e locais podem ser representadas de forma indireta a partir do uso de forças laterais fictícias, enquanto que imperfeições de material podem ser consideradas através da redução da rigidez dos elementos.

O método da carga lateral fictícia, conhecido também como método $P-\Delta$ é um dos mais empregados em softwares comerciais para a realização de análises de 2ª ordem. Nele, inicialmente calculam-se os deslocamentos da estrutura a partir de análise de 1ª ordem, seguindo-se da determinação dos momentos de 2ª ordem gerados pela atuação das forças verticais em sua posição deslocada. Forças horizontais fictícias, equivalentes ao binário resultante dos momentos de 2ª ordem são então calculadas e somadas às forças horizontais iniciais, para que uma nova análise forneça novos valores de deslocamentos e de forças fictícias a serem somadas às anteriores. O processo se repete até que seja constatada a convergência dos deslocamentos, segundo um critério pré-estabelecido de diferença percentual entre valores consecutivos de deslocamento. Dessa forma, tal processo substitui um problema inicialmente não-linear por uma série de problemas lineares de maior simplicidade. Esse procedimento encontra uso particularmente na representação aproximada dos efeitos globais de 2ª ordem.

Diferentes normas técnicas orientam a utilização de processos aproximados para análises de 2ª ordem, dentre elas a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014. Estes processos estão também amplamente presentes em softwares comerciais, por sua maior simplicidade de cálculo e resultados satisfatórios quando comparados aos obtidos em análises rigorosas.

2.2.3 Processos simplificados

Nos processos simplificados, as respostas da estrutura numa análise de 2ª ordem são obtidas por ampliação dos esforços e deslocamentos de 1ª ordem. Para tal, as normas estabelecem diferentes parâmetros que podem ser utilizados para esse fim. A ABNT NBR 6118:2014 traz o conhecido coeficiente γ_z , que além de ser utilizado num processo simplificado de análise de 2ª ordem, é também parâmetro avaliador da deslocabilidade das estruturas de concreto. A ABNT NBR 8800:2008, por sua vez, traz em anexo o Método da Ampliação dos Esforços Solicitantes (MAES), que utiliza os parâmetros B_1 e B_2 (que representam, respectivamente, os efeitos de 2ª ordem locais e globais) e que pode ser utilizado como alternativa ao procedimento aproximado de análise que é orientado pela norma.

No entanto, a utilização de procedimentos simplificados vai de encontro a limitações. Primeiramente, como discutido no item 2.1 sobre as análises de 2ª ordem, os momentos de 1ª e 2ª ordem podem apresentar distribuições diferentes, o que pode tornar ineficazes os procedimentos de amplificação direta dos esforços de 1ª ordem. Esse fato pode, por exemplo, conduzir a erros na avaliação dos esforços máximos de 2ª ordem atuantes em vigas e conexões entre membros. Além disso, os parâmetros usualmente usados por esses métodos encontram limitações de uso, em função de certas características da estrutura. Segundo Ziemian (2010), esses parâmetros são desenvolvidos para subconjuntos bidimensionais com condições idealizadas de restrições e cargas. Portanto, são de difícil aplicação em estruturas que têm efeitos P- δ e P- Δ interdependentes ou em estruturas irregulares e tridimensionais.

2.3 ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800:2008, assim como as principais normas internacionais, classifica os diferentes tipos de análise estrutural em função da consideração ou não de não-linearidades geométrica e de material, como descrito no item 2.1. Além disso, a norma permite que as análises geometricamente não-lineares (de 2ª ordem) tenham como base “teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados de 1ª ordem”. De forma mais abrangente, são então permitidos métodos de análise estrutural que direta ou indiretamente considerem a influência da geometria deformada da estrutura, imperfeições iniciais, comportamento semirrígido das ligações e redução de rigidez, quer por não-linearidade de material, quer por imperfeições iniciais de material. Respeitando essas exigências, a norma

apresenta recomendações para a avaliação da deslocabilidade da estrutura e para um método aproximado de análise.

2.3.1 *Classificação quanto à deslocabilidade lateral*

Para avaliação da deslocabilidade das estruturas a norma utiliza a razão entre os deslocamentos obtidos nas análises de 2ª e 1ª ordem (respectivamente, Δ_2 e Δ_1). São considerados os deslocamentos de cada andar relativos à base. São então definidas as seguintes classificações pelas Inequações 1, 2 e 3:

- Pequena deslocabilidade:

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,1 \quad (1)$$

- Média deslocabilidade:

$$1,1 < \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,4 \quad (2)$$

- Grande deslocabilidade:

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} > 1,4 \quad (3)$$

Para fins da avaliação da deslocabilidade lateral da estrutura, a norma dispensa a necessidade de se considerar o efeito de possíveis imperfeições iniciais de material.

Apesar da análise estrutural dever considerar múltiplas combinações últimas de ações, a norma permite que a classificação da estrutura quanto à deslocabilidade seja feita apenas através daquela combinação de ações que, além de forças horizontais, forneça a maior resultante de cargas gravitacionais.

2.3.2 *Orientações para análise estrutural – Estados-Limites Últimos*

A seguir são apresentados os procedimentos aproximados pelos quais a norma trata os efeitos das imperfeições iniciais geométrica e de material.

1. Imperfeições Geométricas iniciais: essas imperfeições podem ser inseridas no modelo considerando-se diretamente um deslocamento interpavimento de $h/333$ (onde h é a

altura do andar) ou, alternativamente, pela aplicação em cada andar de uma força horizontal equivalente, também chamada de **força nocional**, de valor igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas nos pilares e outros elementos resistentes às forças gravitacionais no andar considerado. Permite-se que as forças nocionais sejam consideradas como carregamentos laterais mínimos atuantes na estrutura.

2. Imperfeições iniciais de material: o efeito dessas imperfeições sobre o diagrama tensão x deformação do aço pode ser considerado reduzindo-se a rigidez axial e à flexão das barras para 80% de seu valor inicial.

A depender da classificação de deslocabilidade atribuída à estrutura, a norma define as exigências a serem seguidas na análise estrutural. Essas orientações são resumidas a seguir:

- **Pequena deslocabilidade:** deve-se considerar a existência de imperfeições geométricas iniciais, porém, dispensa-se a necessidade de consideração de imperfeições iniciais de material. Apesar da orientação de que o dimensionamento das estruturas seja feito a partir de uma análise de 2ª ordem, fica permitido para as estruturas de pequena deslocabilidade que isso seja feito através de uma análise de 1ª ordem. Para tanto, devem ser atendidos os seguintes critérios: as forças axiais solicitantes de cálculo atuantes sobre os membros que contribuem na estabilidade lateral da estrutura não podem superar 50% da força axial que causa escoamento da seção transversal; os efeitos de imperfeições geométricas devem ser incluídos em todas as combinações de ações, inclusive naquelas em que atuem cargas de vento.

- **Média deslocabilidade:** deve-se considerar a existência de imperfeições geométricas iniciais, bem como os efeitos de imperfeições iniciais de material. Os esforços solicitantes devem ser obtidos numa análise de 2ª ordem, sendo permitido o uso do método de amplificação de esforços trazido pela norma.

- **Grande deslocabilidade:** indica-se a utilização de uma análise rigorosa, considerando as não-linearidades geométricas e de material. Alternativamente, a critério de responsável técnico, permite-se que sejam aplicados os critérios correspondentes às estruturas de média deslocabilidade devendo-se, no entanto, considerar as imperfeições geométricas iniciais conjuntamente com as ações do vento.

2.3.3 Orientações para análise estrutural – Estados-Limites de Serviço

Para a determinação das respostas estruturais quanto ao Estado-Limite de Serviço, a ABNT NBR 8800:2008 permite que para estruturas de pequena e média deslocabilidade seja utilizada análise elástica de 1ª ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, por sua vez, é necessário considerar efeitos de 2ª ordem globais e locais. Adicionalmente, para as respostas quanto ao Estado-Limite de serviço, não é necessário considerar na análise as imperfeições iniciais geométricas e de material.

2.3.4 Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes

Além das orientações apresentadas anteriormente para as análises estruturais em 1ª e 2ª ordem, o anexo D da ABNT NBR 8800:2008 traz um processo simplificado de análise de 2ª ordem, que considera os efeitos globais $P-\Delta$ e locais $P-\delta$. O método se baseia no cálculo dos coeficientes B_1 e B_2 , responsáveis pela consideração, respectivamente, dos efeitos locais e globais na amplificação dos esforços de 1ª ordem.

Assim, esse método é apresentado pela norma como alternativa disponível em situações em que a análise de 2ª ordem da estrutura é exigida, mas na qual não se disponha de ferramenta computacional que possibilite a modelagem de tal comportamento no modelo de cálculo da estrutura.

2.4 ABNT NBR 6118:2014

Seguindo a tendência das principais normas de projeto, a ABNT NBR 6118:2014 também aplica uma classificação para a deslocabilidade das estruturas, a qual é apresentada a seguir. De maneira também semelhante, a norma apresenta recomendações sobre as considerações aproximadas das imperfeições geométricas iniciais e não-linearidade de material.

As imperfeições geométricas globais são analisadas sob a forma de desaprumos da estrutura, enquanto que às imperfeições locais é permitida sua consideração sob a forma de momentos mínimos de 1ª ordem sobre os pilares. A não-linearidade física, por sua vez, é aproximada através da diminuição de rigidez dos elementos estruturais e deve ser obrigatoriamente considerada.

2.4.1 Classificação quanto à deslocabilidade lateral

Para as estruturas de concreto, a ABNT NBR 6118:2014 classifica as estruturas com relação à sua deslocabilidade em dois tipos: estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis. O critério utilizado na classificação da estrutura é a relevância do efeito de 2ª ordem global sobre os esforços na estrutura. Apresenta-se a seguir as definições trazidas pela norma:

- **Estruturas de nós fixos:** estruturas nas quais os deslocamentos dos nós são pequenos e, conseqüentemente, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem).

- **Estruturas de nós móveis:** estruturas nas quais os deslocamentos dos nós não são pequenos e, conseqüentemente os efeitos globais de 2ª ordem não são desprezíveis (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem).

2.4.2 Coeficiente γ_Z

Permite-se que a avaliação da participação dos efeitos globais de 2ª ordem sobre os esforços da estrutura seja feita através do coeficiente γ_Z , apresentado na Equação 4.

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos de uma análise de 1ª ordem;

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, resultante do somatório de todos os momentos produzidos pelas forças horizontais de cálculo da combinação considerada, em relação à base da estrutura.

Assim, os momentos totais $\Delta M_{tot,d}$ e $M_{1,tot,d}$ são representados pelas Equações 5 e 6.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (P_{di} \cdot \delta_i) \quad (5)$$

Onde:

P_{di} corresponde a cada uma das forças verticais atuantes;

δ_i são dos deslocamentos correspondentes a cada ponto de aplicação de P_{di} .

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^n (F_{hd,i} \cdot H_i) \quad (6)$$

Onde:

$F_{hd,i}$ corresponde a cada uma das forças horizontais atuantes;

H_i são as distâncias de aplicação das forças $F_{hd,i}$ com relação à base da estrutura.

Pela definição apresentada no item anterior, se a estrutura atender à condição $\gamma_Z \leq 1,1$ ela será classificada como sendo de nós fixos. Caso contrário, será considerada como de nós móveis.

A ABNT NBR 6118:2014 também permite que o coeficiente γ_Z seja utilizado em um procedimento de 2ª ordem simplificado. Os esforços finais (1ª + 2ª ordem) podem ser obtidos a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamentos considerada por $0,95\gamma_Z$.

2.4.3 Orientações para análise estrutural – Estados-Limites Últimos

A depender da estrutura ser classificada como sendo de nós fixos ou de nós móveis, a norma estabelece orientações de como se devem considerar os efeitos de 2ª ordem globais e locais sobre a estrutura. São resumidas a seguir tais recomendações.

- **Estrutura de nós fixos:** Na análise estrutural pode-se considerar apenas os esforços locais e localizados de 2ª ordem, dispensando-se a necessidade de adição dos efeitos globais de 2ª ordem sobre a estrutura. O seu cálculo pode ser realizado considerando-se os elementos comprimidos isoladamente, como barras vinculadas nas extremidades aos demais

elementos que ali concorrem. A análise estrutural é feita segundo a teoria de 1ª ordem. Os efeitos de 2ª ordem locais são avaliados junto à verificação das barras isoladas da estrutura.

• **Estrutura de nós móveis:** É obrigatória a consideração na análise estrutural das não-linearidades geométrica e física. No dimensionamento dos elementos isolados, são considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem. A não-linearidade física pode ser considerada de forma aproximada através das seguintes reduções de rigidez nos elementos estruturais:

— Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_C I_C$

— Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_C I_C$ para $A_S' = A_S$

$(EI)_{sec} = 0,5 E_C I_C$ para $A_S' = A_S$

— Colunas: $(EI)_{sec} = 0,8 E_C I_C$

2.5 Estudos Anteriores

O tema da estabilidade estrutural de edifícios em aço tem sido bem explorado nas últimas décadas, principalmente na vertente de comparação entre os diversos métodos aproximados de 2ª ordem (propostas pelas normas de projeto) e análises numéricas modeladas em software. Dessa forma, apesar da considerável literatura existente, serão citados a seguir os estudos recentes considerados de maior relevância ao presente trabalho.

2.5.1 Silva (2004)

Em seu estudo, Silva (2004) compara métodos aproximados de análise elástica de 2ª ordem, especificamente, o Método da Ampliação dos Esforços Solicitantes (MAES), o coeficiente γ_z e o método $P-\Delta$. Esses métodos são comparados com análises rigorosas de 2ª ordem feitas no ANSYS 6.1 e em um programa elaborado por Lavall (1996). Para o estudo são utilizados modelos de pórticos planos de aço, contraventados e não-contraventados de diferentes números de pavimentos.

Dos resultados, foi constatado que os métodos aproximados apresentam resultados satisfatórios, independentemente da classificação do pórtico. Os métodos aproximados apresentaram boa concordância entre si e com a análise rigorosa de 2ª ordem. Dentre os três métodos aproximados estudados, o autor considerou que o coeficiente γ_z é aquele de mais fácil

aplicação, ao ter um valor global para a edificação. No entanto, para o modelo parcialmente contraventado (com um andar contraventado e outro não), o coeficiente γ_z apresentou valores que diferiram consideravelmente dos valores do coeficiente B_2 utilizado no MAES e dos resultados da análise rigorosa, se mostrando, portanto, inadequado para a análise de 2ª ordem dessa estrutura.

O estudo pôde também confirmar que os efeitos de 2ª ordem são mais relevantes nos pórticos não-contraventados. O uso e dimensionamento adequado de barras de contraventamento garantiram que para as estruturas contraventadas a análise elástica de 2ª ordem rigorosa apresentasse resultados próximos dos obtidos em análise elástica de 1ª ordem.

2.5.2 Dória (2007)

Dória (2007) segue uma linha de pesquisa semelhante, buscando, por sua vez, a comparação entre os resultados obtidos por análise numérica avançada - feita no software ABAQUS 6.5 (HIBBITT, KARLSSON AND SORENSON INC, 2005) - e os obtidos por procedimentos simplificados trazidos por diversas normas, como o método do comprimento efetivo de flambagem (adotado na já substituída ABNT NBR 8800:1987) e métodos que empregam forças horizontais fictícias (inicialmente proposto pela ASCE (1997) e incorporado na vigente ABNT NBR 8800:2008). Como um segundo objetivo, comparam-se as respostas dos coeficientes γ_z e B_2 na classificação da deslocabilidade num edifício de múltiplos andares. Como limitações do trabalho, apesar das análises serem feitas em diferentes formas de modelos, desde pilares isolados a pórticos de múltiplos pavimentos, este se limitou ao estudo de estruturas planas.

O autor conclui de seus estudos que os parâmetros γ_z e B_2 apresentam boa concordância entre si, tornando o primeiro deles satisfatório quando usado para classificar estruturas de aço. É constatado também que os procedimentos simplificados apresentaram desvios toleráveis em relação aos esforços obtidos diretamente de uma análise de 2ª ordem. Em particular, o método adotado pela ABNT NBR 8800:2008 que faz uso de forças horizontais fictícias e redução de rigidez (para representar, respectivamente, não-linearidade geométricas e de material), se mostrou o bastante satisfatório, em função de seus resultados e também da praticidade de uso.

2.5.3 Souza (2009)

Souza (2009) faz em seu trabalho uma revisão dos procedimentos de análise e critérios de dimensionamento de pórticos de aço. São estudadas as normas ABNT NBR 8800:2008, AISC:2005 e EUROCODE-3:2002. Também é feito o resumo do procedimento de análise da já substituída norma brasileira de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2003. Foram utilizados diferentes pórticos planos no estudo e foi utilizado o software SAP2000 nas análises numéricas. Os pórticos foram avaliados com relação à deslocabilidade por essas normas e os esforços atuantes são então calculados segundo os critérios estabelecidos na norma em questão.

O estudo mostrou que, com relação à classificação das estruturas quanto à deslocabilidade, o parâmetro γ_Z se mostrou próximo da média dos valores dos coeficientes B_2 (da ABNT NBR 8800:2003 e AISC:2005) e C_α (do EC-3:2002). Assim, o parâmetro γ_Z poderia ser utilizado como parâmetro de classificação da deslocabilidade de estruturas de aço, com a vantagem de ser um parâmetro global para a estrutura e de mais simples determinação. A respeito da análise de esforços nos pórticos, todos os processos de análise simplificada apresentaram correlações satisfatórias quando comparados entre si e com a análise numérica de 2ª ordem feita em software.

2.5.4 Camargo (2012)

Camargo (2012) retoma a investigação do tema avaliando a influência da concepção estrutural nos efeitos de 2ª ordem. Além disso, o autor buscou avaliar a aplicabilidade do método simplificado para análise de 2ª ordem proposto pela ABNT NBR 8800:2008 (MAES), comparando tais resultados com os obtidos através de modelagem em software, empregando o método $P-\Delta$. Para tal, foram utilizados modelos tridimensionais com 20 pavimentos, com lajes e vigas mistas (aço-concreto) e pilares em aço, que diferem entre si nas considerações de cargas atuantes - consideração ou não de redução de sobrecargas no dimensionamento dos pilares e a consideração ou não dos efeitos de vizinhança na incidência do vento – e no sistema estrutural adotado (pórticos rígidos ou contraventado).

Dos 6 modelos estudados, o autor conclui que os resultados alcançados com a aplicação do método $P-\Delta$ são bastante semelhantes a aqueles calculados pelo MAES. No entanto, a utilização do método aproximado se mostrou uma opção pouco interessante, por este ser bastante trabalhoso de ser aplicado cotidianamente. A respeito das avaliações de deslocabilidade, Camargo (2012) constata que os valores encontrados para a razão Δ_2/Δ_1 ,

proposta pela ABNT NBR 8800:2008, em todos os casos ficaram menores do que o coeficiente B_2 .

A respeito das considerações de carga adotadas, o autor afirma que a adoção da redução de sobrecarga, apesar de possibilitar economia de material no dimensionamento dos pilares, aumentou o tempo de dimensionamento do modelo, já que diferentes combinações últimas devem ser utilizadas para dimensionar vigas e pilares. Sobre a consideração dos efeitos de vizinhança nas ações do vento, foi possível notar que a excentricidade de atuação do vento acarreta maiores momentos fletores e deslocamentos, sendo, portanto, determinantes no dimensionamento da estrutura.

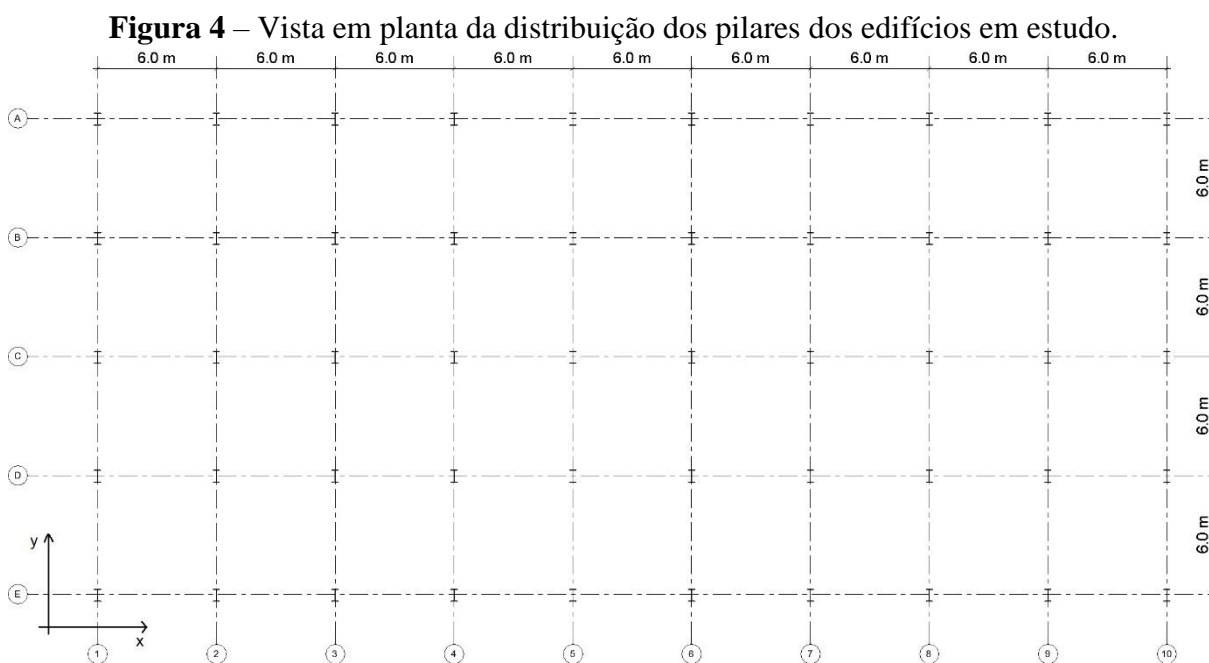
3 METODOLOGIA

As análises comparativas entre os procedimentos de avaliação da deslocabilidade e análise estrutural segundo as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014 foram feitos em modelos tridimensionais de edifícios em aço, modelados no software SAP2000 v.20.0 e dimensionados de acordo com os procedimentos prescritos na ABNT NBR 8800:2008. A escolha dos modelos a serem analisados, bem como as cargas atuantes e considerações feitas, são detalhadas a seguir.

3.1 Definição dos modelos analisados

Todos os modelos avaliados consistem em estruturas tridimensionais. Cada uma das edificações é modelada no SAP2000 v.20.0 através de elementos de barra - correspondentes às vigas, pilares e contraventamentos - e de elementos de área, correspondentes às lajes.

Sobre suas dimensões em planta, todos os modelos são iguais, de medidas 54 x 24m e vãos livres de 6,0 metros. A Figura 4 apresenta a locação dos pilares nos modelos.



Fonte: Autor, 2020.

Definidas as dimensões em planta para os modelos, em seguida é feita a escolha de diferentes sistemas estruturais, como forma de avaliar como estes podem impactar no desempenho das edificações aos deslocamentos. São então estudados modelos tridimensionais

em pórticos rígidos, modelos contraventados nas duas direções e sistemas mistos, que utilizam planos de pórticos rígidos e contraventados em diferentes direções.

Outro parâmetro a ter sua influência estudada é a esbeltez da edificação, definida através da razão entre a altura da edificação e a sua menor dimensão em planta. Para cada um dos 3 tipos de sistemas estruturais considerados, são adotados 3 modelos de edificações, com diferentes valores de esbeltez. Para tal, é variado o número de pavimentos dos modelos. Adotam-se edificações com 10, 15 e 20 pavimentos, totalizando-se, assim, nove modelos a serem estudados. A Tabela 1 apresenta de maneira esquemática como as duas variáveis estudadas foram combinadas na definição dos modelos em estudo.

Tabela 1 – Tabela resumo dos modelos estudados.

Modelo	Sistema	Pavimentos
MR-10		10
MR-15	Rígido	15
MR-20		20
MC-10		10
MC-15	Contraventado	15
MC-20		20
MM-10		10
MM-15	Misto	15
MM-20		20

Fonte: Autor, 2020.

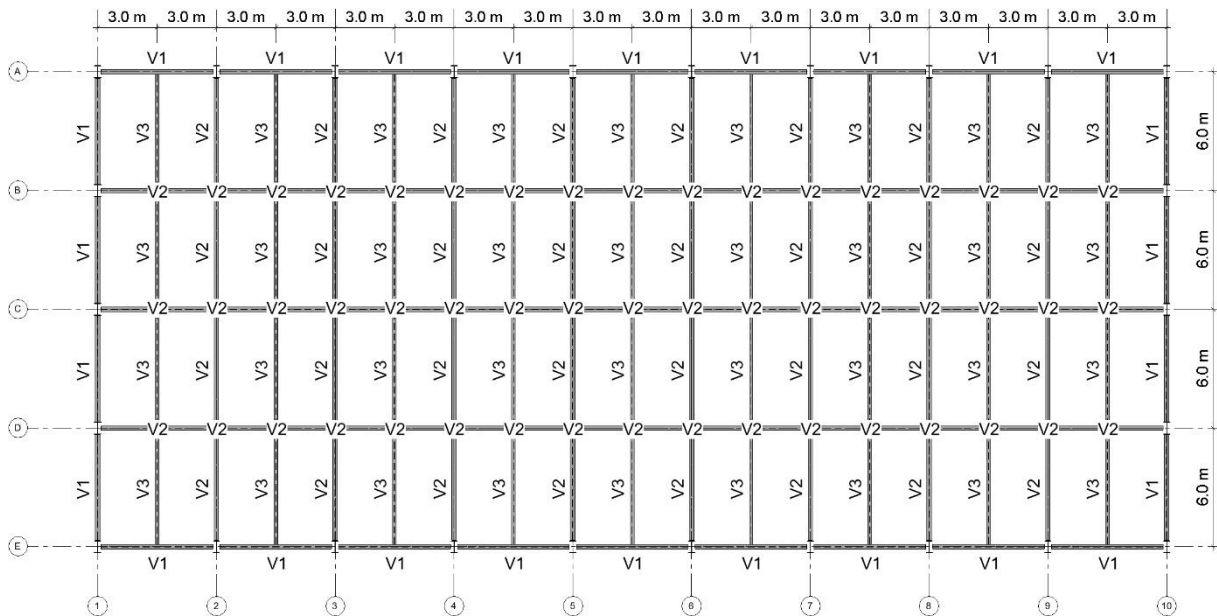
3.1.1 Elementos Lineares

Para os pilares, distribuídos segundo a Figura 4, foram adotados perfis CVS (coluna-viga soldado). A opção pelo uso de perfis soldados se deu em função da limitada disponibilidade de perfis laminados com a robustez necessária aos pilares nos andares inferiores das edificações. Considerou-se também a variação da seção dos pilares ao longo da altura da edificação, tendo sido empregada a variação do perfil a cada 4 ou 3 pavimentos, dependendo do número total de pavimentos do modelo em questão.

Para as vigas principais e secundárias foram adotados perfis W laminados. Foram utilizados dois perfis para as vigas principais (um perfil para vigas de borda e outro para as vigas internas) e um perfil para as vigas secundárias. A organização das vigas nos pavimentos é representada na Figura 5. As vigas principais V1 (vigas de borda) e V2 (vigas internas) tem sua vinculação a ser definida a depender do modelo em estudo. Essas vinculações correspondem a ligações rígidas nos pórticos rígidos e ligações flexíveis nos pórticos contraventados. As vigas

V3, por sua vez, correspondem a vigas secundárias, sempre biapoiadas, independentemente do tipo de modelo estudado.

Figura 5– Vista em planta das vigas dos modelos e nomenclatura adotada.



Fonte: Autor, 2020.

Os contraventamentos, quando presentes, foram dimensionados em perfis laminados W ou HP. Para cada modelo, apenas um perfil é adotado para compor os contraventamentos nas duas direções. Sua disposição foi feita nos planos de fachada, nos formatos de X (para as fachadas situadas na direção dos maiores deslocamentos da estrutura) e em K (para as fachadas na direção dos menores deslocamentos). A opção pelo uso deste último formato teve como objetivo economia de material, já que o uso de contraventamentos em X (cujo perfil é dimensionado principalmente em função da direção de maior deslocamento) na direção dos menores deslocamentos levaria a barras superdimensionadas para essa direção e causariam aumento considerável do peso da edificação.

3.1.2 Lajes

Após seu lançamento nos modelos, as lajes são definidas no software como sendo diafragmas rígidos. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 94), “a laje de um pavimento pode ser considerada uma chapa totalmente rígida em seu plano”, contanto que esta atenda a algumas condições, como não apresentar grandes aberturas e ter seu lado maior menor do que três vezes o lado menor.

O emprego desse comportamento nos modelos tem como resultado a compatibilização dos deslocamentos horizontais nos topos dos pilares, já que a consideração de diafragma rígido “[...] introduz uma dependência linear entre os deslocamentos no próprio plano dos nós da laje” (SILVA, P., 2018, p. 6).

Além do comportamento como diafragma rígido, outro aspecto do comportamento das lajes merece atenção. Apesar de constarem na literatura confirmações da contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes na estabilidade lateral de edifícios, optou-se, no entanto, por desconsiderar essa contribuição. Martins (2001) afirma que as lajes de pavimentos dos edifícios, por seu comportamento de placa, possuem rigidez à flexão capazes de influenciar no comportamento global da estrutura. No entanto, a consideração de tal comportamento, ao exigir modelagem e discretização adequados para as lajes, aumenta a complexidade do modelo, com consequente aumento do tempo de processamento do mesmo.

Além disso, considerando que a inclusão da rigidez transversal das lajes teria efeito favorável no sentido de diminuição dos deslocamentos horizontais e que a modelagem desse comportamento, segundo Martins (2001), não é compatível com a aplicação do parâmetro γ_z (que não é capaz de abarcar tal comportamento das lajes, podendo induzir à avaliação errada dos efeitos de 2ª ordem), a participação da rigidez transversal das lajes na estabilização lateral das estruturas não será contabilizada.

Dessa forma, nesse estudo as lajes são consideradas - além da tradicional funcionalidade de transmitir as cargas de área para as vigas dos pavimentos - na qualidade de um diafragma rígido nos pavimentos, sem, no entanto, a contabilização de possíveis reduções de deslocabilidade provenientes da sua rigidez à flexão transversal.

3.1.3 Propriedades dos materiais

Para os perfis metálicos foi utilizado aço A572 Gr. 50. Suas propriedades, adotadas de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 e fornecedor (GERDAU, 2018) estão na Tabela 2.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas do aço empregado.

Tipo de Aço	<i>A572 Gr. 50</i>
Massa específica (ρ)	<i>7850 kg/m³</i>
Módulo de Elasticidade (E)	<i>200 GPa</i>
Coefficiente de Poisson(ν)	<i>0,30</i>
Resistência ao Escoamento (f_y)	<i>345 MPa</i>
Resistência à Ruptura (f_u)	<i>450 MPa</i>

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 e Gerdau (2018).

Para as lajes em *steel deck*, o concreto empregado é suposto como tendo $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, enquanto que a forma é em aço tipo ASTM A 653 Grau 40, de acordo com as especificações do fabricante.

3.2 Cargas Atuantes

O processamento dos modelos estruturais faz uso das cargas comumente consideradas no projeto de edificações, com o objetivo de alcançar resultados compatíveis com estruturas reais. São considerados, então, os pesos próprios da estrutura e demais elementos (ações permanentes), bem como ações variáveis, como sobrecargas de área e ação do vento. Toma-se a norma NBR 6120 (ABNT, 2019) como referência para os valores das ações permanentes e para as sobrecargas de área. As ações devidas ao vento são determinadas com base na NBR 6123 (ABNT, 1988).

Além das ações anteriores, também deve ser observada a necessidade de aplicação de forças nocionais horizontais, previstas pela ABNT NBR 8800:2008 como forma de representar as imperfeições geométricas iniciais dos elementos verticais (pilares) da edificação. Tais ações, quando necessárias, devem ser consideradas nas combinações de carregamentos.

As metodologias de cálculo das ações permanentes e variáveis consideradas têm seu detalhamento feito nos Apêndices A e B.

3.3 Combinações de Ações e Estados-Limites

A fim de dimensionar as estruturas, são consideradas as combinações última e de serviço de ações para, respectivamente, as verificações da estrutura quanto aos estados-limites último e de serviço.

3.3.1 Combinações para Estados-Limites de Serviço

Para a verificação dos Estados-Limites de serviço (ELS) foram empregadas combinações quase-permanentes e raras de serviço.

As combinações quase permanentes de serviço são utilizadas para avaliação de efeitos de longa duração e para a aparência da construção. A partir da combinação quase permanente é feita a verificação das flechas nas vigas.

As combinações raras de serviço, por sua vez, são utilizadas para avaliar estados-limites irreversíveis, que podem causar danos permanentes à estrutura e ao seu funcionamento adequado. Esse tipo de combinação de serviço foi utilizado no estudo para avaliação dos deslocamentos horizontais da estrutura. Das respostas estruturais a essas combinações, são avaliados os deslocamentos do topo do edifício e os deslocamentos interpavimentos.

No Apêndice C é detalhado o procedimento de obtenção das combinações de serviço aplicadas no estudo, que são resumidas nas Equações 7 (combinação quase permanente), 8 e 9 (combinações raras) organizadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Combinações para análises de deformações e deslocamentos de serviço.

COMBINAÇÕES ELS	
1. Combinação quase permanente de serviço	
$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + 0,4SC$	(7)
2. Combinações raras de serviço	
$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + V_{x,y} + 0,6 \cdot SC$	(8)
$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + SC + 0,3 \cdot V_{x,y}$	(9)

Fonte: Autor, 2020.

Onde:

PP é o peso próprio dos elementos metálicos;

PL é o peso próprio das lajes;

PE é o peso próprio dos elementos construtivos (divisórias, forros e instalações de serviço, revestimentos, cortina de vidro, telhamento e impermeabilização;

PR é a carga do reservatório;

SC é a sobrecarga de norma sobre os pavimentos;

$V_{x,y}$ representa, respectivamente, as ações do vento na direção x e y, tomadas alternadamente em cada direção de análise.

3.3.2 Combinações para Estados-Limites Últimos

Para as verificações da estrutura quanto ao seu Estado-Limite Último (ELU) foram empregadas combinações últimas normais. A combinação das ações consideradas no estudo, feita segundo o disposto na ABNT NBR 8800:2008, forneceu as Equações 10 a 13.

O Apêndice C traz o detalhamento da obtenção das combinações de ações em questão, aqui organizadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Combinações para dimensionamento das estruturas.

COMBINAÇÕES ELU	
1. Vento como ação variável principal	
$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,40 V_{x,y} + 1,05 SC$	(10)
2. Sobrecarga como ação variável principal	
$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,50 SC + 0,84 V_{x,y}$	(11)
3. Ação do vento, sem atuação de sobrecarga	
$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,40 V_{x,y}$	(12)
4. Sobrecarga, força nocional como carregamento lateral mínimo	
$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,50 SC + FN_{x,y}$	(13)

Fonte: Autor, 2020.

3.3.3 Estado-Limite de Serviço

A partir das combinações quase-permanente e raras de serviço são determinadas as respostas da estrutura quanto aos seus deslocamentos. Deve-se garantir que os deslocamentos em questão atendem às exigências da ABNT NBR 8800:2008.

A verificação das flechas das vigas é feita com base na combinação de ações quase permanente da Equação 7. Os resultados observados devem atender à condição de que a flecha máxima das vigas deve ser limitada ao valor de $L/350$, onde L é o comprimento da viga.

Os deslocamentos horizontais dos edifícios são analisados sob a perspectiva das combinações raras de serviço (Equações 8 e 9). São avaliados os deslocamentos do topo dos pilares e os deslocamentos relativos entre pisos consecutivos (deslocamentos interpavimentos). Os deslocamentos dos topos dos pilares não devem exceder o valor de $H/400$, onde H é a altura do pilar. Os deslocamentos interpavimentos não devem exceder os valores de $h/500$, onde h é a altura do andar (medida entre os centros das vigas de pavimentos consecutivos ou entre viga e a base, para o primeiro andar).

Assim, ficam permitidos deslocamentos que sejam inferiores aos limites apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Deslocamentos limites para atendimento do Estado-Limite de serviço.

	10 PAVIMENTOS	15 PAVIMENTOS	20 PAVIMENTOS
Deslocamento relativo limite (mm)	$h = 3 m$	$h = 3 m$	$h = 3 m$
	$\delta_{lim} = 6 mm$	$\delta_{lim} = 6 mm$	$\delta_{lim} = 6 mm$
Deslocamento absoluto limite (mm)	$H = 30 m$	$H = 45 m$	$H = 60 m$
	$\delta_{lim} = 75 mm$	$\delta_{lim} = 113 mm$	$\delta_{lim} = 150 mm$

Fonte: Autor, 2020.

3.3.4 Estado-Limite Último

As verificações de Estado-Limite Último dos elementos de barra são feitas com base nos procedimentos da ABNT NBR 8800:2008. Como forma de auxiliar a verificação do grande número de elementos dos nove modelos em estudo, foram elaborados roteiros no software MathCad Prime 5.0 (PTC, 2018).

No Apêndice D, como forma de exemplificação, se encontra o roteiro empregado na verificação de elementos à flexo-compressão.

Um importante aspecto a ser destacado é o critério comum adotado no dimensionamento dos nove modelos em estudo. Como a seleção dos perfis em aço teve como base as solicitações, adotou-se o critério de que a **razão Solicitação/Resistência nos elementos mais solicitados das estruturas terá valor próximo dos 90%**.

A adoção desse critério tem como objetivo o dimensionamento otimizado das estruturas, evitando que perfis em aço de dimensões excessivas sejam utilizados. O critério também possibilita um aspecto comum a ser respeitado em todas as estruturas, facilitando futuras análises comparativas entre os modelos do estudo.

3.4 Análise estrutural

A análise dos modelos é feita com auxílio do programa SAP2000, versão v.20.0 (Computers & Structures INC, 2017). Segundo informe técnico da CSI (2016), o programa é capaz de realizar uma gama de diferentes análises estruturais, que para este trabalho, no entanto, serão limitadas a análises estáticas. Além da possibilidade de análises estáticas e dinâmicas, o software é capaz de incorporar nessas análises comportamentos não-lineares, tanto a termos de geométricos quanto de comportamento de materiais. Para tal, o SAP2000 é baseado no Método dos Elementos Finitos.

A respeito das análises de 2ª ordem (não-linearidade geométrica), que são o principal interesse deste estudo, o SAP2000 faz uso do método $P-\Delta$. Segundo a CSI (2016), o programa é capaz de contabilizar os efeitos de 2ª ordem globais e locais. Para este último, a deflexão transversal das barras é aproximada por uma curva de 3º grau. No entanto, como destacado em seu manual técnico (CSI, 2016), apesar do software ter a capacidade de contabilizar os efeitos $P-\delta$ (locais), recomenda-se que os mesmos sejam contabilizados diretamente nos procedimentos de dimensionamento dos elementos estruturais, seguindo-se as recomendações da norma em questão.

3.5 Pós processamento

Dos modelos dimensionados são obtidos os resultados finais para os deslocamentos de 1ª e 2ª ordem dos pavimentos, valores estes que são aplicados na classificação de deslocabilidade da estrutura segundo a ABNT NBR 8800:2008.

Em seguida, a partir dos esforços em cada modelo e dos deslocamentos de 1ª ordem, são calculados os coeficientes γ_z , fazendo-se assim a classificação da estrutura quanto à ABNT NBR 6118:2014. Para o coeficiente γ_z será avaliado o efeito das reduções de rigidez dos elementos metálicos na classificação final, buscando avaliar como seguir as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 ou da ABNT NBR 6118:2014 para a rigidez afetam no valor do γ_z .

Assim, são calculados os valores de γ_z para as três seguintes hipóteses: rigidez sem reduções, redução de 20% na rigidez de todas as barras e reduções de 20% para pilares (e contraventamentos, quando aplicável) e de 50% para vigas. As reduções de rigidez serão incorporadas nos modelos através de reduções no valor do módulo de elasticidade E do aço.

A Tabela 6 traz um resumo dos parâmetros de deslocamento analisados ao longo do trabalho e das diferentes reduções de rigidez em estudo. Como pode ser notado, as deslocabilidades são analisadas de quatro formas distintas, o que é feito para cada um dos nove modelos em estudo.

Tabela 6 – Parâmetros de deslocabilidade e reduções de rigidez analisados.

Norma	Parâmetro	Redução de Rigidez	Identificação
ABNT NBR 8800:2008	Δ_2/Δ_1	Sem redução	R100
ABNT NBR 6118:2014	γ_z	Sem redução	R100
		Redução de 20%	R80
		Reduções de 20 e 50%	R80/50

Fonte: Autor, 2020.

Portanto, a nomenclatura adotada nas comparações de deslocabilidade terá a seguinte forma: **Modelo – Identificação**, onde os modelos são aqueles apresentados na Tabela 1.

Exemplificando:

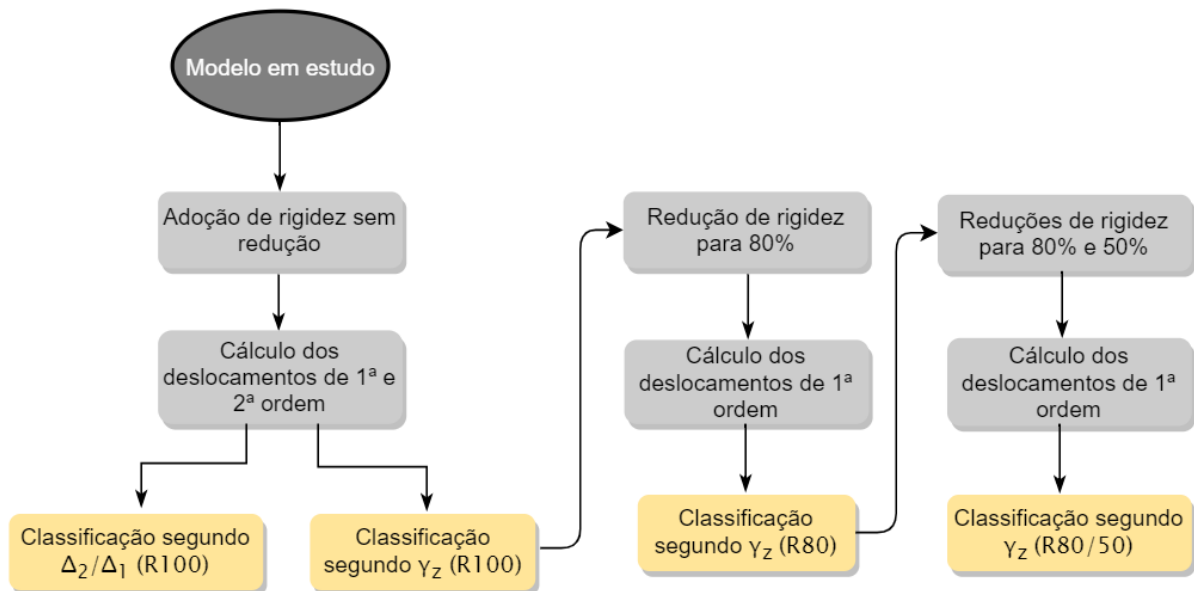
- **MR-10-R100:** modelo em pórticos rígidos, de 10 pavimentos, classificado segundo a hipótese de rigidez sem reduções;
- **MC-15-R80:** modelo em pórticos contraventados, de 15 pavimentos, classificado segundo a hipótese de rigidez reduzida a 80%;

- **MM-20-R80/50:** modelo com sistema misto, de 20 pavimentos, classificado segundo a hipótese de rigidez reduzida a 80% (para pilares e contraventamentos) e 50% (para vigas).

Os resultados das diferentes metodologias de classificação das estruturas são comparados, procurando-se constatar a existência de concordância entre estes, bem como analisar as influências do tipo de sistema estrutural e da esbelteza da edificação nesses resultados.

A Figura 6 resume o procedimento utilizado nas avaliações de deslocabilidade de cada uma das nove estruturas analisadas.

Figura 6 – Resumo dos procedimentos de pós processamento.



Fonte: Autor, 2020.

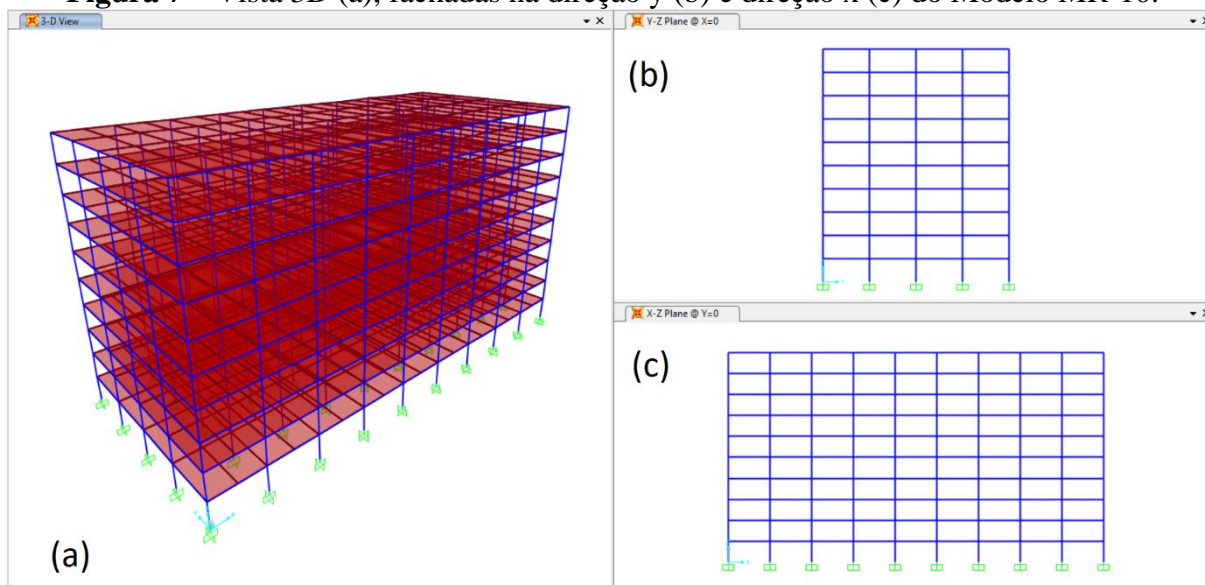
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados do estudo detalhado anteriormente. São apresentadas as configurações finais para cada um dos nove modelos em estudo, descrevendo os perfis adotados para os elementos de barra após o dimensionamento da estrutura. São apresentados também os deslocamentos totais e relativos correspondentes ao Estado-Limite de Serviço bem como a classificação da deslocabilidade das estruturas. São comparados os resultados obtidos segundo as metodologias da ABNT NBR 8800:2008 e da ABNT NBR 6118:2014.

4.1 Modelo MR-10

O primeiro modelo analisado se caracteriza por ter 10 pavimentos e utilizar um sistema estrutural em pórticos rígidos. A Figura 7 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Figura 7 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MR-10.



Fonte: Autor, 2020.

Com base nas cargas anteriormente levantadas e na locação dos pilares da Figura 4, os perfis para esse modelo são determinados. Ressalta-se a utilização de variação nas seções dos pilares. Após consecutivas tentativas, os perfis finais adotados para os pilares são os indicados na Tabela 7.

Tabela 7 – Perfis dos pilares do Modelo MR-10.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-3	P1	CVS 500x150	150	500	350	12,5	19,0	19075
4-6	P2	CVS 450x116	116	450	300	12,5	16,0	14825
7-10	P3	CVS 350x73	73	350	250	9,5	12,5	9338

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 8, são apresentados os perfis das vigas dos pavimentos. Ao término do dimensionamento, um mesmo perfil laminado foi apontado para as vigas principais nas duas direções da edificação.

Tabela 8 – Perfis das vigas do Modelo MR-10.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 360x44,0	44	352	171	6,9	9,8	5770
V2	W 360x44,0	44	352	171	6,9	9,8	5770
V3	W 360x64,0	64	347	203	7,7	13,5	8170

Fonte: Autor, 2020.

Com base na geometria do modelo, são determinados os comprimentos totais utilizados para os perfis escolhidos e estimam-se o peso da estrutura metálica e o valor médio de consumo de aço por unidade de área (Tabela 9).

Tabela 9 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MR-10.
MODELO EM PÓRTICOS RÍGIDOS - 10 PAVIMENTOS

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 500x150	450	150	67,50
P2	CVS 450x116	450	116	52,20
P3	CVS 350x73	600	73	43,80
V1	W 360x44,0	1560	44	68,64
V2	W 360x44,0	3540	44	155,76
V3	W 360x64,0	2160	64	138,24
			TOTAL (t)	526,14
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	40,60

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está em acordo com os encontrados em Fakury (2016), estando entre os valores de 30 e 50 kg/m² (para edifícios de 4 a 12 pavimentos).

A avaliação dos deslocamentos para o Estado-Limite de serviço (rigidez do aço sem reduções) confirmou que a combinação rara de serviço em que o vento atua como ação variável principal (Equação 8, item 3.3.1) é aquela que fornece os maiores deslocamentos (Tabela 10).

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MR-10-R100.

Combinação:		$G + V_y + 0,6SC$	
Andar	Deslocamentos totais	Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
10	22,02	10-9	0,72
9	21,30	9-8	1,25
8	20,05	8-7	1,83
7	18,22	7-6	2,46
6	15,76	6-5	2,62
5	13,14	5-4	2,96
4	10,18	4-3	3,21
3	6,98	3-2	3,08
2	3,90	2-1	2,62
1	1,27	1-0	1,27

Fonte: Autor, 2020.

Dos valores máximos, destacados na Tabela 10, percebe-se que a estrutura atende com folga aos valores máximos permitidos em norma (indicados no item 3.3.3), tanto para os deslocamentos horizontais totais quanto para deslocamentos interpavimentos.

Na Tabela 11 é analisada a deslocabilidade do modelo, segundo o critério adotado na ABNT NBR 8800:2008. São mostradas duas das combinações analisadas, respectivamente nas direções x e y da edificação, que forneceram os maiores valores de deslocabilidade nessas direções.

Tabela 11 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MR-10-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,658	0,561	1,172	1,127	0,995	1,133
2	1,572	1,322	1,189	3,469	3,011	1,152
3	2,441	2,045	1,194	6,233	5,360	1,163
4	3,539	2,930	1,208	9,119	7,800	1,169
5	4,485	3,707	1,210	11,781	10,061	1,171
6	5,278	4,371	1,207	14,127	12,074	1,170
7	6,414	5,272	1,216	16,313	13,975	1,167
8	7,239	5,962	1,214	17,926	15,417	1,163

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
9	7,767	6,432	1,208	19,010	16,413	1,158
10	8,027	6,674	1,203	19,633	16,996	1,155
		MÁXIMO	1,216		MÁXIMO	1,171

Fonte: Autor, 2020.

A respeito dos resultados, apontou-se uma classificação de Média Deslocabilidade para o modelo. Como esperado, as combinações que consideram as maiores cargas gravitacionais, aliadas à atuação de cargas laterais (Equação 11, item 3.3.2), foram aquelas que forneceram os maiores valores para a razão Δ_2/Δ_1 .

O cálculo do parâmetro γ_z é exemplificado na Tabela 12. Ressalta-se que o cálculo demonstrado na Tabela 12 foi obtido a partir do valor de rigidez do aço sem reduções. Nessa condição, o maior valor encontrado para o coeficiente γ_z foi de 1,17. Portanto, na condição em questão, o modelo é classificado segundo a ABNT NBR 6118:2014 como sendo de nós móveis, classificação esta equivalente às estruturas de média deslocabilidade da ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 12 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MR-10-R100.

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	13,05	11.148,84	0,06
2	300	600	15,73	11.148,84	0,13
3	300	900	17,55	11.148,84	0,20
4	300	1200	18,97	11.148,84	0,29
5	300	1500	20,15	12.315,24	0,37
6	300	1800	21,17	13.481,64	0,44
7	300	2100	22,07	14.648,04	0,53
8	300	2400	22,88	14.648,04	0,60
9	300	2700	23,62	14.648,04	0,64
10	300	3000	24,30	12.624,66	0,67

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	3.914,56		625,72		
2	9.440,43		1.473,97		
3	15.798,92	358.147,84	2.280,38	52.408,27	1,17
4	22.766,68		3.266,48		
5	30.225,63		4.565,39		

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_Z
6	38.100,93		5.892,73		
7	46.340,21		7.723,04		
8	54.904,48		8.733,62		
9	63.763,40		9.420,94		
10	72.892,60		8.426,01		

Fonte: Autor, 2020.

Com um procedimento semelhante foram obtidos os valores de γ_Z para as demais combinações. Também foram calculados os valores desse coeficiente considerando as hipóteses de redução de rigidez do aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014. Assim, foram analisados adicionalmente os valores de γ_Z nas seguintes condições: redução de rigidez em 20% (todos os elementos) e reduções de 20% (pilares) e 50% (vigas).

A Tabela 13 está organizada de forma a permitir a comparação entre os valores máximos da razão Δ_2/Δ_1 e os diferentes valores de γ_Z calculados. Subsequente às colunas que correspondem aos valores desse coeficiente, são calculadas as diferenças percentuais dos valores de γ_Z com relação aos valores de Δ_2/Δ_1 , adotados como referência.

Tabela 13 – Valores de γ_Z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MR-10.

MODELO RÍGIDO - 10 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_Z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,14	1,11	-2,6%	1,14	0,0%	1,19	4,4%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,19	1,15	-3,4%	1,20	0,8%	1,26	5,9%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,22	1,17	-4,1%	1,22	0,0%	1,30	6,6%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,22	1,17	-4,1%	1,22	0,0%	1,30	6,6%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,11	1,09	-1,8%	1,11	0,0%	1,17	5,4%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,15	1,12	-2,6%	1,16	0,9%	1,24	7,8%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,17	1,14	-2,6%	1,18	0,9%	1,27	8,5%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,17	1,14	-2,6%	1,18	0,9%	1,27	8,5%

Fonte: Autor, 2020.

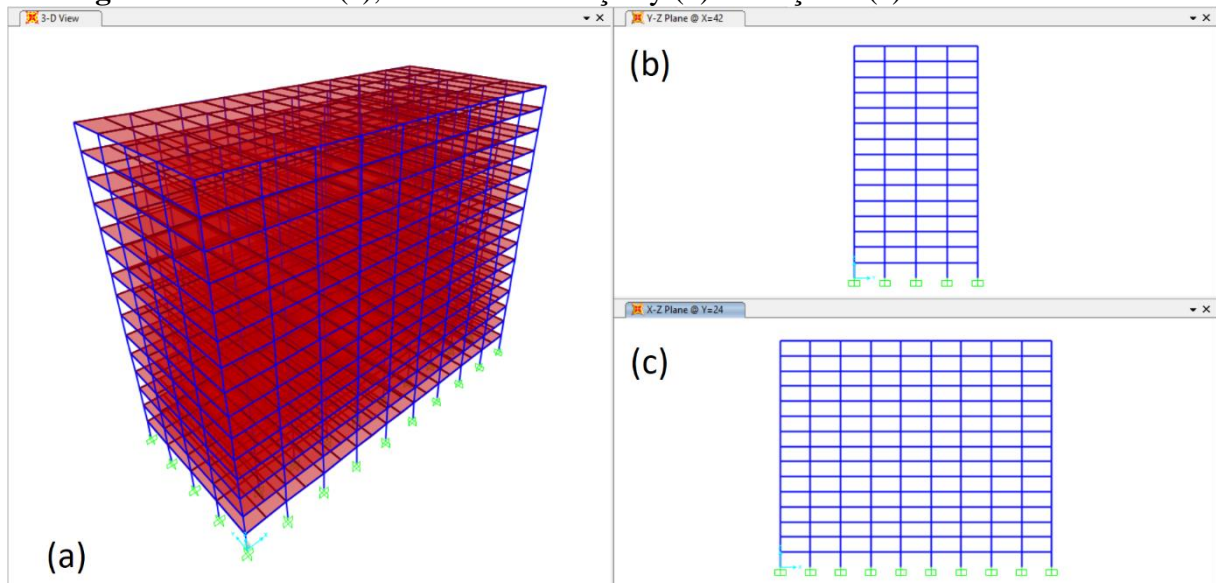
Nota-se que mesmo com a utilização das reduções de rigidez segundo a ABNT NBR 6118:2014, a partir das quais se obtém os maiores valores para o coeficiente γ_Z , a estrutura continuou enquadrada nos limites que definem as estruturas de nós móveis.

Considerando os valores máximos para a razão Δ_2/Δ_1 em todas as combinações analisadas, percebe-se que os mesmos se relacionam melhor com os valores do parâmetro γ_z obtidos na hipótese de redução de 20% de rigidez, como fica evidenciado pelos valores de diferença percentual entre estes.

4.2 Modelo MR-15

O segundo modelo analisado é formado por 15 pavimentos, em uma estrutura de pórticos rígidos. A Figura 8 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Figura 8 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MR-15.



Fonte: Autor, 2020.

Os perfis finais adotados nos pilares após dimensionamento da estrutura são aqueles indicados na Tabela 14.

Tabela 14 – Perfis dos pilares do Modelo MR-15.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-3	P1	CVS 600x190	190	600	400	16,0	19,0	24192
4-7	P2	CVS 550x184	184	550	400	16,0	19,0	23392
8-11	P3	CVS 500x123	123	500	350	9,5	16,0	15646
12-15	P4	CVS 400x82	82	400	300	8,0	12,5	10500

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 15, são apresentados os perfis das vigas dos pavimentos.

Tabela 15 – Perfis das vigas do Modelo MR-15.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 410x46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	5920
V2	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630
V3	W 360x64,0	64	347	203	7,7	13,5	8170

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 16 é apresentado um resumo da estrutura, reunindo os perfis utilizados e os consumos total e médio de aço.

Tabela 16 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MR-15.
MODELO EM PÓRTICOS RÍGIDOS – 15 PAVIMENTOS

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 600x190	450	190	85,50
P2	CVS 550x184	600	184	110,40
P3	CVS 500x123	600	123	73,80
P4	CVS 400x82	600	82	49,20
V1	W 410x46,1	2340	46,1	107,87
V2	W 410x67,0	5310	67,0	355,77
V3	W 360x64,0	3240	64,0	207,36
			TOTAL (t)	989,90
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	50,92

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está em acordo com os encontrados em Fakury (2016), estando entre os valores de 40 e 60 kg/m² (para edifícios de 12 a 30 pavimentos).

Da avaliação dos deslocamentos para o Estado-Limite de serviço confirmou-se que a estrutura dimensionada atende às exigências da ABNT NBR 8800:2008. A combinação responsável pelos maiores deslocamentos (vento atuante como a ação variável principal) tem seus resultados mostrados na Tabela 17.

Tabela 17 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MR-15-R100.

Combinação: $G + V_y + 0,6SC$				
Andar	Deslocamentos totais		Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)		Andares	δ (mm)
15	33,53		15-14	0,59
14	32,95		14-13	0,94
13	32,00		13-12	1,34
12	30,66		12-11	1,75
11	28,91		11-10	1,87
10	27,04		10-9	2,16
9	24,88		9-8	2,47
8	22,41		8-7	2,79
7	19,62		7-6	2,87
6	16,75		6-5	3,09
5	13,66		5-4	3,26
4	10,40		4-3	3,34
3	7,07		3-2	3,16
2	3,91		2-1	2,63
1	1,27		1-0	1,27

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 18 traz os valores de Δ_2/Δ_1 ao longo de todos os andares da edificação para as combinações responsáveis pelos maiores valores de deslocabilidade. Aplica-se a rigidez sem reduções (de identificação R100 no modelo).

Tabela 18 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MR-15-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,733	0,630	1,163	1,114	1,001	1,113
2	1,753	1,485	1,180	3,444	3,046	1,130
3	2,749	2,323	1,184	6,253	5,482	1,141
4	3,682	3,116	1,182	9,225	8,045	1,147
5	4,545	3,858	1,178	12,130	10,553	1,149
6	5,335	4,546	1,173	14,873	12,932	1,150
7	6,056	5,178	1,169	17,423	15,157	1,149
8	6,939	5,937	1,169	19,891	17,326	1,148
9	7,717	6,614	1,167	22,069	19,259	1,146
10	8,384	7,203	1,164	23,964	20,960	1,143
11	8,945	7,704	1,161	25,596	22,440	1,141
12	9,676	8,342	1,160	27,125	23,837	1,138
13	10,220	8,830	1,157	28,284	24,913	1,135

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
14	10,581	9,165	1,155	29,097	25,677	1,133
15	10,769	9,344	1,153	29,600	26,153	1,132
	MÁXIMO		1,184	MÁXIMO		1,150

Fonte: Autor, 2020.

Avaliando a deslocabilidade da estrutura, o procedimento da ABNT NBR 8800:2008 apontou uma classificação de Média Deslocabilidade para o modelo. Como pode ser visto na Tabela 18, o maior valor observado para a razão Δ_2/Δ_1 foi de 1,184.

O cálculo do parâmetro γ_z é exemplificado na Tabela 19. Seguindo-se a metodologia definida, calculou-se inicialmente esse coeficiente para a hipótese de rigidez sem redução. Nessa condição, o maior valor encontrado para o coeficiente γ_z foi de 1,14, tornando o modelo em questão, segundo a ABNT NBR 6118:2014, uma estrutura de nós móveis.

Tabela 19 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MR-15-R100.

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	36,02	11.231,92	0,11
2	300	600	36,02	11.231,92	0,25
3	300	900	36,02	11.231,92	0,39
4	300	1200	35,98	11.231,92	0,52
5	300	1500	35,98	11.231,92	0,64
6	300	1800	35,98	11.231,92	0,76
7	300	2100	35,98	11.231,92	0,86
8	300	2400	35,64	11.231,92	0,98
9	300	2700	35,64	11.231,92	1,09
10	300	3000	39,14	12.398,32	1,19
11	300	3300	42,64	13.564,72	1,28
12	300	3600	45,91	14.731,12	1,38
13	300	3900	45,91	14.731,12	1,47
14	300	4200	45,91	14.731,12	1,52
15	300	4500	47,38	13.042,27	1,55

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	10.841,33		1.217,13		
2	21.682,64	1.492.598,88	2.841,25	179.673,44	1,14
3	31.784,03		4.406,41		
4	43.304,45		5.871,09		

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_Z
5	54.130,56		7.230,84		
6	64.956,68		8.484,82		
7	75.782,76		9.636,34		
8	85.852,02		11.021,80		
9	96.583,54		12.268,30		
10	117.812,65		14.759,84		
11	141.141,23		17.295,90		
12	165.528,23		20.378,50		
13	179.322,11		21.593,41		
14	193.116,27		22.422,20		
15	213.209,82		18.448,60		

Fonte: Autor, 2020.

Calculados os demais valores de γ_Z , tais resultados foram resumidos na Tabela 20. Recalculando os valores de γ_Z para as demais hipóteses de redução de rigidez do aço, os valores obtidos foram também organizados na Tabela 20.

Tabela 20 – Valores de γ_Z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MR-15.

MODELO RÍGIDO – 15 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_Z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,13	1,09	-3,5%	1,12	-0,9%	1,16	2,7%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,17	1,12	-4,3%	1,16	-0,9%	1,21	3,4%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,18	1,14	-3,4%	1,18	0,0%	1,24	5,1%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,18	1,14	-3,4%	1,18	0,0%	1,23	4,2%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,10	1,08	-1,8%	1,10	0,0%	1,16	5,5%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,14	1,11	-2,6%	1,14	0,0%	1,21	6,1%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,15	1,12	-2,6%	1,15	0,0%	1,23	7,0%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,15	1,12	-2,6%	1,15	0,0%	1,23	7,0%

Fonte: Autor, 2020.

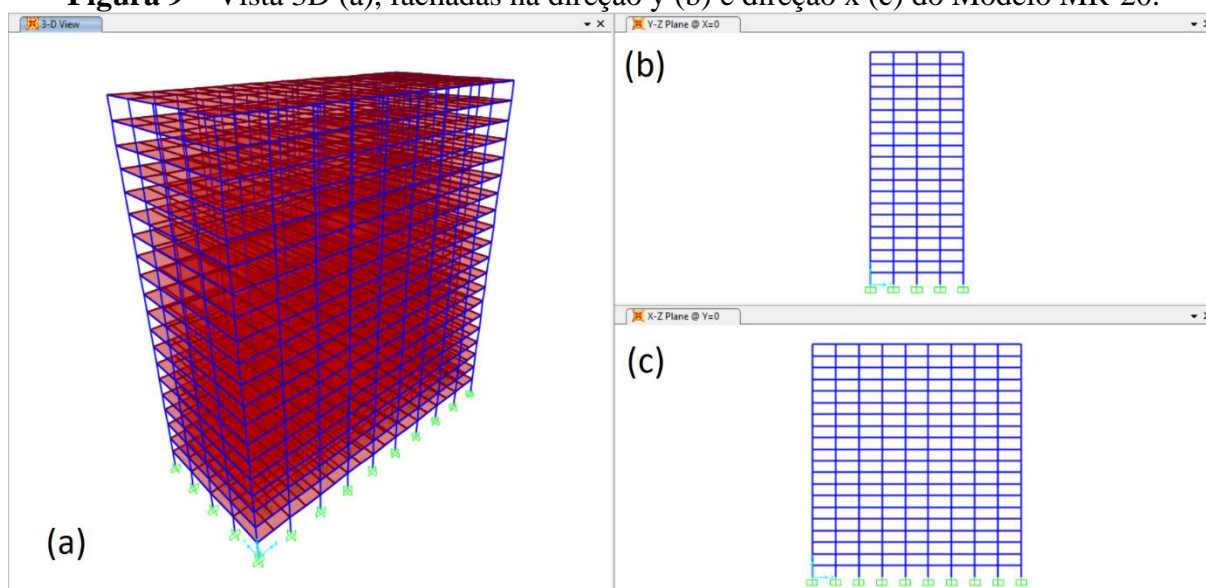
Apesar das grandes reduções de rigidez oriundas da ABNT NBR 6118:2014 (de identificação R80/50), a estrutura continuou enquadrada nos limites que definem as estruturas de nós moveis. Em função da importante participação das vigas na estabilidade das estruturas em pórticos rígidos, verifica-se o notável aumento na deslocabilidade com a redução do módulo de elasticidade das vigas.

Da Tabela 20 se pôde observar a melhor correspondência dos valores de Δ_2/Δ_1 com os resultados para γ_Z obtidos da hipótese de redução de rigidez a 80%.

4.3 Modelo MR-20

O terceiro modelo analisado é formado por 20 pavimentos, em uma estrutura de pórticos rígidos. A Figura 9 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Figura 9 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MR-20.



Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 21 mostra os perfis utilizados nos pilares da edificação após o seu dimensionamento.

Tabela 21 – Perfis dos pilares do Modelo MR-20.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-4	P2	CVS 700x278	278	700	500	16,0	25,0	35400
5-8	P2	CVS 600x210	210	600	400	16,0	22,4	26803
9-12	P3	CVS 500x162	162	500	350	16,0	19,0	20692
13-16	P4	CVS 500x123	123	500	350	9,5	16,0	15646
17-20	P5	CVS 400x82	82	400	300	8,0	12,5	10500

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 22, são apresentados os perfis das vigas dos pavimentos.

Tabela 22 – Perfis das vigas do Modelo MR-20.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 23 resume as características gerais do modelo, incluindo os consumos total e médio de aço.

Tabela 23 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MR-20.
MODELO EM PÓRTICOS RÍGIDOS – 20 PAVIMENTOS

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 700x278	600	278	166,80
P2	CVS 600x210	600	210	126,00
P3	CVS 500x162	600	162	97,20
P4	CVS 500x123	600	123	73,80
P5	CVS 400x82	600	82	49,20
V1	W 460x74,0	3120	74,0	230,88
V2	W 460x74,0	7080	74,0	523,92
V3	W 410x67,0	4320	67,0	289,44
TOTAL (t)				1.557,24
CONSUMO MÉDIO (kg/m²)				60,07

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está em acordo com os encontrados em Fakury (2016), estando entre os valores de 40 e 60 kg/m² (para edifícios de 12 a 30 pavimentos).

O estudo dos deslocamentos associados ao Estado-Limite de Serviço confirmou que a estrutura atende aos limites permitidos, com a combinação rara de serviço em que o vento atua como ação variável principal sendo aquela a fornecer os resultados críticos para a estrutura. Esses resultados são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MR-20-R100.

Combinação:		$G + V_y + 0,6SC$	
Andar	Deslocamentos totais	Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
20	48,80	20-19	0,65
19	48,15	19-18	0,97

Combinação:		$G + V_y + 0,6SC$		
Andar	Deslocamentos totais		Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)		Andares	δ (mm)
18	47,17		18-17	1,32
17	45,86		17-16	1,67
16	44,18		16-15	1,70
15	42,48		15-14	1,95
14	40,52		14-13	2,22
13	38,31		13-12	2,48
12	35,83		12-11	2,60
11	33,22		11-10	2,83
10	30,39		10-9	3,07
9	27,33		9-8	3,30
8	24,03		8-7	3,29
7	20,74		7-6	3,44
6	17,30		6-5	3,56
5	13,74		5-4	3,60
4	10,14		4-3	3,39
3	6,76		3-2	3,12
2	3,64		2-1	2,48
1	1,16		1-0	1,16

Fonte: Autor, 2020.

Quanto à análise de deslocabilidade do modelo, a Tabela 25 mostra duas das combinações analisadas, respectivamente nas direções x e y da edificação. A avaliação da estrutura seguindo o procedimento da ABNT NBR 8800:2008 apontou uma classificação de Média Deslocabilidade para o modelo. Em conformidade com o comportamento visto para os dois modelos anteriores, as combinações que consideram as maiores cargas gravitacionais conjuntamente à atuação de cargas laterais foram aquelas que forneceram os maiores valores para a razão Δ_2/Δ_1 .

Tabela 25 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MR-20-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + FN_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,482	0,438	1,101	1,010	0,919	1,099
2	1,220	1,094	1,115	3,190	2,861	1,115
3	1,974	1,762	1,120	5,942	5,281	1,125
4	2,710	2,413	1,123	8,940	7,898	1,132
5	3,703	3,267	1,133	12,134	10,672	1,137
6	4,651	4,084	1,139	15,293	13,414	1,140

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
7	5,543	4,860	1,141	18,341	16,067	1,141
8	6,384	5,593	1,142	21,255	18,613	1,142
9	7,497	6,532	1,148	24,174	21,172	1,142
10	8,526	7,407	1,151	26,878	23,560	1,141
11	9,462	8,215	1,152	29,370	25,776	1,139
12	10,308	8,952	1,152	31,651	27,821	1,138
13	11,161	9,695	1,151	33,824	29,779	1,136
14	11,910	10,355	1,150	35,759	31,537	1,134
15	12,554	10,931	1,148	37,460	33,092	1,132
16	13,096	11,421	1,147	38,939	34,454	1,130
17	13,844	12,076	1,146	40,391	35,795	1,128
18	14,404	12,581	1,145	41,530	36,856	1,127
19	14,782	12,931	1,143	42,370	37,643	1,126
20	14,988	13,125	1,142	42,932	38,170	1,125
	MÁXIMO		1,152	MÁXIMO		1,142

Fonte: Autor, 2020.

O cálculo do coeficiente γ_z está exemplificado na Tabela 26. Calculando-se a partir do valor de rigidez do aço sem reduções, o maior valor encontrado para o coeficiente γ_z foi de 1,12, que ocorre na combinação de ações com o vento atuante na direção x na condição de ação variável secundária. O modelo, portanto, seria classificado segundo a ABNT NBR 6118:2014 como sendo de nós móveis.

Tabela 26 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MR-20-R100.

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	13,82	11.305,29	0,04
2	300	600	16,66	11.305,29	0,11
3	300	900	18,59	11.305,29	0,18
4	300	1200	20,09	11.305,29	0,24
5	300	1500	21,34	11.305,29	0,33
6	300	1800	22,41	11.305,29	0,41
7	300	2100	23,36	11.305,29	0,49
8	300	2400	24,22	11.305,29	0,56
9	300	2700	25,01	11.305,29	0,65
10	300	3000	25,73	11.305,29	0,74
11	300	3300	26,40	11.305,29	0,82
12	300	3600	27,02	11.305,29	0,90
13	300	3900	27,62	11.305,29	0,97

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
14	300	4200	28,17	11.305,29	1,04
15	300	4500	28,70	12.471,69	1,09
16	300	4800	29,21	13.638,09	1,14
17	300	5100	29,69	14.804,49	1,21
18	300	5400	30,15	14.804,49	1,26
19	300	5700	30,59	14.804,49	1,29
20	300	6000	31,02	13.405,89	1,31

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_Z
1	4.145		494,89		
2	9.996		1.237,26		
3	16.728		1.992,32		
4	24.106		2.727,72		
5	32.004		3.693,63		
6	40.342		4.617,31		
7	49.066		5.493,92		
8	58.134		6.322,99		
9	67.514		7.385,02		
10	77.180		8.374,38		
11	87.112	1.733.763,44	9.286,80	186.864,68	1,12
12	97.290		10.120,54		
13	107.700		10.960,30		
14	118.329		11.706,86		
15	129.164		13.632,50		
16	140.197		15.575,90		
17	151.418		17.878,46		
18	162.818		18.625,32		
19	174.391		19.143,38		
20	186.129		17.595,19		

Fonte: Autor, 2020.

Calculados os valores de γ_Z para as três hipóteses de redução de rigidez do aço em estudo, os resultados são os registrados na Tabela 27. Estes resultados são comparados com os valores da razão Δ_2/Δ_1 .

Tabela 27 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MR-20.

MODELO RÍGIDO – 20 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,11	1,08	-2,7%	1,11	0,0%	1,14	2,7%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,14	1,11	-2,6%	1,14	0,0%	1,18	3,5%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,15	1,12	-2,6%	1,16	0,9%	1,20	4,3%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,15	1,12	-2,6%	1,15	0,0%	1,20	4,3%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,10	1,08	-1,8%	1,14	3,6%	1,15	4,5%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,13	1,10	-2,7%	1,13	0,0%	1,20	6,2%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,14	1,11	-2,6%	1,14	0,0%	1,22	7,0%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,14	1,11	-2,6%	1,14	0,0%	1,22	7,0%

Fonte: Autor, 2020.

Mesmo com a utilização das reduções de rigidez segundo a ABNT NBR 6118:2014, a estrutura permaneceu enquadrada nos limites que definem as estruturas de nós moveis. De maneira semelhante a observada nos outros dois modelos em pórticos rígidos apresentados, é perceptível o impacto da redução de rigidez nas vigas, quando comparados os resultados obtidos segundo as metodologias da ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014.

Como nos modelos anteriores, nota-se a boa correspondência entre os valores de γ_z , obtidos na hipótese de rigidez reduzida a 80% (R80), e a razão Δ_2/Δ_1 .

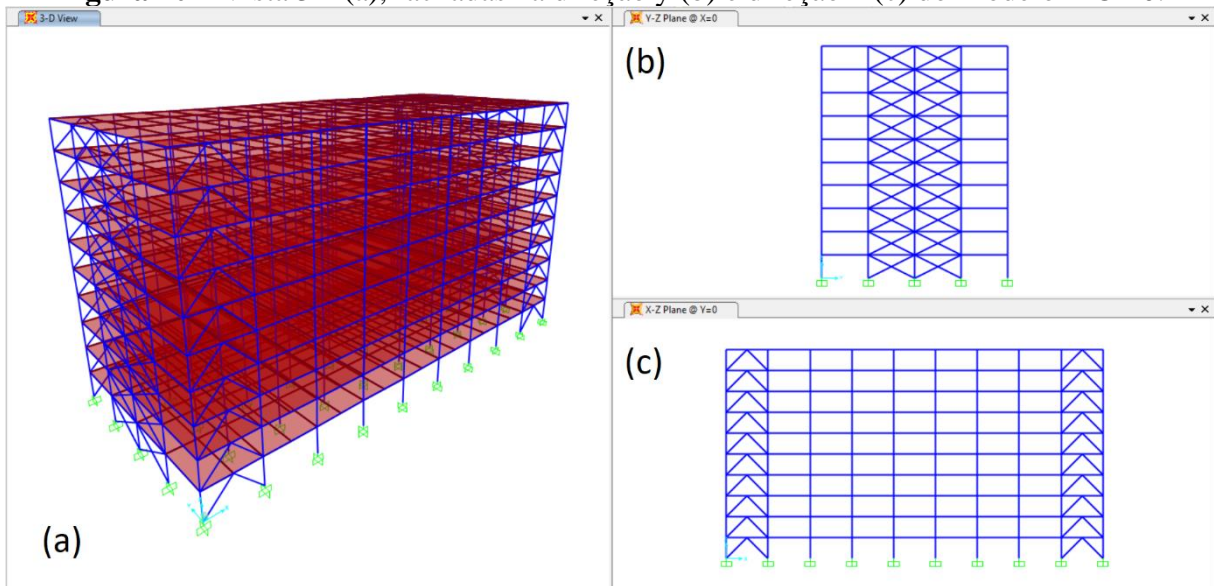
4.4 Modelo MC-10

O quarto modelo analisado é formado por 10 pavimentos, em uma estrutura de pórticos contraventados. Adotou-se a utilização dos contraventamentos nos planos de fachada da edificação. Nesses planos, bem como em todos os demais planos internos, todas as ligações entre vigas e pilares foram consideradas como sendo do tipo flexível.

A Figura 10 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Para as fachadas orientadas na direção y (de menor dimensão em planta), fez-se utilização de contraventamentos em formato de X, organizados em duas linhas verticais na região central dessas fachadas. Para as fachadas na direção x, os contraventamentos empregados tem formato de K, localizados nas regiões externas dessas faces (Figura 10).

Figura 10 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MC-10.



Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 28 detalha os perfis empregados nos pilares da edificação após o término do dimensionamento.

Tabela 28 – Perfis dos pilares do Modelo MC-10.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-3	P1	CVS 500x134	134	500	350	12,5	16,0	17050
4-6	P2	CVS 400x103	103	400	300	9,5	16,0	13096
7-10	P3	CVS 350x73	73	350	250	9,5	12,5	9338

Fonte: Autor, 2020.

Quando comparados os perfis dos pilares da Tabela 28 com aqueles empregados no modelo em pórticos rígido de 10 pavimentos (Tabela 7), nota-se a possibilidade de emprego de perfis mais leves no modelo contraventado, fato este resultado do emprego das ligações flexíveis entre pilares e vigas (que não transferem momentos fletores aos pilares, permitindo o dimensionamento dos mesmos apenas aos esforços compressivos) e da presença dos contraventamentos, responsáveis por garantir a rigidez lateral da estrutura.

Os perfis das vigas são apresentados na Tabela 29.

Tabela 29 – Perfis dos pilares do Modelo MC-10.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 460x52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	6660
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 360x64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	8170

Fonte: Autor, 2020.

A respeito dos contraventamentos, seu dimensionamento foi condicionado principalmente pelas barras dispostas nas fachadas na direção y, mais solicitadas do que aquelas dispostas na direção x. O perfil adotado para os contraventamentos foi do tipo W laminado. A Tabela 30 apresenta o perfil em questão e suas propriedades.

Tabela 30 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MC-10.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
C1	W 200x41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	5350

Fonte: Autor, 2020.

Um resumo sobre o modelo e estimativa de consumo de aço se encontram na Tabela 31.

Tabela 31 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MC-10.

MODELO EM PÓRTICOS CONTRAVENTADOS - 10
PAVIMENTOS

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 500x134	450	134	60,30
P2	CVS 400x103	450	103	46,35
P3	CVS 350x73	600	73	43,80
V1	W 460x52,0	1560	52	81,12
V2	W 460x74,0	3540	74	261,96
V3	W 360x64,0	2160	64	138,24
C1	W 200x41,7 (H)	876,07	41,7	36,53
			TOTAL (t)	688,30
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	51,57

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está próximo do indicado por Fakury (2016), entre 30 e 50 kg/m² (para edifícios de 4 a 12 pavimentos).

Comparando com o Modelo MR-10, o aumento considerável de peso no Modelo MC-10 se deu principalmente pela maior massa linear das vigas no modelo contraventado, resultado do uso das ligações flexíveis, causando aumento dos momentos fletores positivos sobre estas.

Da avaliação do Estado-Limite de serviço (Tabela 32), feita através da combinação rara de serviço que considera o vento atuante na direção y, confirmou-se a eficácia do uso dos contraventamentos na estrutura, que apresentou seus maiores deslocamentos muito abaixo do valor máximo permitido para a estrutura. Os valores limites permitidos pela ABNT NBR 8800:2008 são respeitados com folga.

Tabela 32 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MC-10-R100.

Combinação: $G + V_y + 0,6SC$			
Andar	Deslocamentos totais	Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
10	11,23	10-9	1,11
9	10,11	9-8	1,19
8	8,93	8-7	1,25
7	7,68	7-6	1,28
6	6,40	6-5	1,29
5	5,12	5-4	1,27
4	3,85	4-3	1,21
3	2,65	3-2	1,11
2	1,53	2-1	0,98
1	0,56	1-0	0,56

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 33 são mostrados parte dos resultados da análise de deslocabilidade feita segundo a ABNT NBR 8800:2008. São representadas as combinações responsáveis pelos maiores valores de deslocabilidade, respectivamente, nas direções x e y da edificação.

Tabela 33 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MC-10-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,338	0,324	1,043	0,302	0,288	1,047
2	0,828	0,787	1,053	0,825	0,781	1,056
3	1,393	1,315	1,059	1,418	1,337	1,061
4	2,030	1,908	1,064	2,058	1,935	1,064
5	2,712	2,540	1,068	2,732	2,562	1,066
6	3,405	3,183	1,070	3,415	3,198	1,068

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
7	4,124	3,848	1,072	4,092	3,828	1,069
8	4,814	4,487	1,073	4,748	4,439	1,069
9	5,465	5,090	1,074	5,369	5,018	1,070
10	6,063	5,643	1,074	5,952	5,561	1,070
	MÁXIMO		1,074	MÁXIMO		1,070

Fonte: Autor, 2020.

Avaliando sua deslocabilidade, a estrutura mostrou menor suscetibilidade aos efeitos geométricos de 2ª ordem, fato este evidenciado pelos valores para a razão Δ_2/Δ_1 menores do que os observados nos modelos anteriores. O valor máximo de 1,07 observado é responsável por enquadrar a estrutura na categoria de Pequena Deslocabilidade da ABNT NBR 8800:2008.

O cálculo do coeficiente γ_z é exemplificado na Tabela 34 para a combinação com o vento na direção x como ação variável secundária. O cálculo demonstrado faz uso da rigidez do aço sem reduções. Nessa condição, o maior valor encontrado para o coeficiente γ_z foi de 1,06. O modelo, portanto, é classificado pela ABNT NBR 6118:2014 como sendo de nós fixos.

Tabela 34 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MC-10-R100.

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	13,05	11.301,10	0,02
2	300	600	15,73	11.301,10	0,04
3	300	900	17,55	11.301,10	0,07
4	300	1200	18,97	11.301,10	0,10
5	300	1500	20,15	12.467,50	0,13
6	300	1800	21,17	13.633,90	0,16
7	300	2100	22,07	14.800,30	0,20
8	300	2400	22,88	14.800,30	0,23
9	300	2700	23,62	14.800,30	0,26
10	300	3000	24,30	12.776,92	0,29

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	3.914,56		180,02		
2	9.440,43		443,66		
3	15.798,92	358.147,84	748,57	20.127,99	1,06
4	22.766,68		1.091,79		
5	30.225,63		1.608,12		
6	38.100,93		2.207,46		

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
7	46.340,21		2.902,25		
8	54.904,48		3.392,14		
9	63.763,40		3.856,28		
10	72.892,60		3.697,68		

Fonte: Autor, 2020.

Como nos modelos anteriores, calculam-se também os valores de γ_z considerando as hipóteses de redução de rigidez do aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014 (de identificações de reduções de rigidez feitas por R80 e R80/50, respectivamente). A Tabela 35 compara os valores de γ_z nas três condições descritas com os valores para a razão Δ_2/Δ_1 .

Tabela 35 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MC-10.

MODELO CONTRAVENTADO – 10 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,05	1,04	-1,0%	1,05	0,0%	1,05	0,0%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,07	1,05	-1,9%	1,07	0,0%	1,07	0,0%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,07	1,06	-0,9%	1,08	0,9%	1,08	0,9%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,07	1,06	-0,9%	1,08	0,9%	1,08	0,9%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,05	1,04	-1,0%	1,05	0,0%	1,05	0,0%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,06	1,05	-0,9%	1,07	0,9%	1,07	0,9%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,07	1,06	-0,9%	1,08	0,9%	1,08	0,9%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,07	1,06	-0,9%	1,07	0,0%	1,08	0,9%

Fonte: Autor, 2020.

É perceptível que as reduções de rigidez consideradas (R80 e R80/50) não tiveram impacto significativo no coeficiente γ_z . Em particular, não há diferença apreciável nos valores obtidos através das duas reduções de rigidez testadas. Assim, para o modelo em questão, ambas as metodologias de redução de rigidez apresentaram resultados satisfatórios.

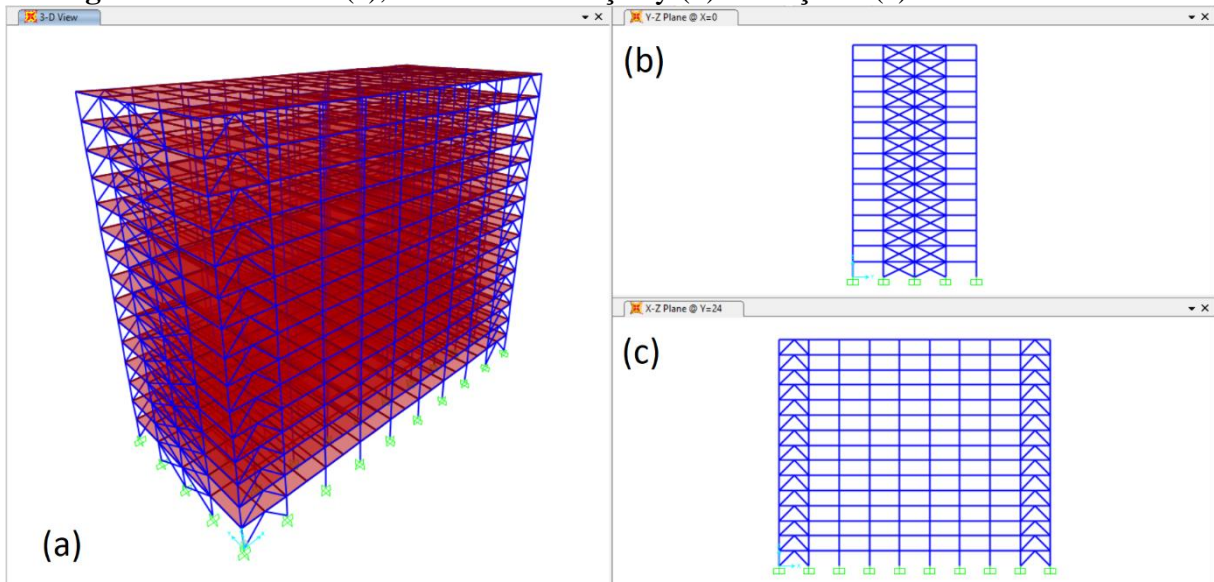
4.5 Modelo MC-15

O quinto modelo analisado é formado por 15 pavimentos, em uma estrutura de pórticos contraventados. Utilizam-se contraventamentos nos planos de fachada da edificação. Todas as ligações entre vigas e pilares foram consideradas como sendo do tipo flexível.

A Figura 11 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

São utilizados contraventamentos em formato de X na direção y (direção mais suscetível a deslocamentos), organizados em duas linhas verticais na região central dessas fachadas. Para as fachadas na direção y, os contraventamentos empregados tem formato de K, localizados nas regiões externas dessas faces (Figura 11).

Figura 11 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MC-15.



Fonte: Autor, 2020.

O dimensionamento da estrutura chegou aos perfis indicados na Tabela 36 para os pilares da edificação.

Tabela 36 – Perfis dos pilares do Modelo MC-15.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-3	P1	CVS 500x180	180	500	350	16,0	22,4	22963
4-7	P2	CVS 500x162	162	500	350	16,0	19,0	20692
8-11	P3	CVS 450x116	116	450	300	12,5	16,0	14825
12-15	P4	CVS 350x73	73	350	250	9,5	12,5	9338

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 37, são apresentados os perfis das vigas dos pavimentos.

Tabela 37 – Perfis das vigas do Modelo MC-15.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 460x60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	7620
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630

Fonte: Autor, 2020.

Para os contraventamentos, apresentados na Tabela 38, foram utilizados perfis W laminados, cuja seção é determinada prioritariamente pelas barras distribuídas nas fachadas da direção y, submetidas a maiores solicitações.

Tabela 38 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MC-15.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
C1	W 200x59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	7600

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 39 apresenta os comprimentos totais dos perfis escolhidos, bem como o peso da estrutura metálica e o valor médio de consumo de aço por unidade de área.

Tabela 39 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MC-15.

**MODELO EM PÓRTICOS CONTRAVENTADOS – 15
PAVIMENTOS**

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 500x180	450	180	81,00
P2	CVS 500x162	600	162	97,20
P3	CVS 450x116	600	116	69,60
P4	CVS 350x73	600	73	43,80
V1	W 460x60,0	2340	60,0	140,40
V2	W 460x74,0	5310	74,0	392,94
V3	W 410x67,0	3240	67,0	217,08
C1	W 200x59,0 (H)	1.314,10	59,0	77,53
			TOTAL (t)	1.119,55
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	57,59

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está em acordo com os encontrados em Fakury (2016), estando entre os valores de 40 e 60 kg/m² (para edifícios de 12 a 30 pavimentos).

Assim como para o modelo contraventado anterior, o Modelo MC-15 apresentou aumento de peso quando comparado com o modelo rígido correspondente (MR-15). No entanto, para este modelo, apesar do aumento de peso devido as vigas, este aumento se mostrou menor do que o observado entre os Modelos MR-10 e MC-10. Os contraventamentos passaram a ser responsáveis por um aumento no peso superior ao causado pelas vigas.

A avaliação dos deslocamentos para o Estado-Limite de serviço aponta a combinação rara de serviço em que o vento atua como ação variável principal como aquela que fornece os maiores deslocamentos. A Tabela 40 traz os resultados numéricos para a combinação de ações em questão.

Tabela 40 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MC-15-R100.

Combinação:		$G + V_y + 0,6SC$	
Andar	Deslocamentos totais	Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
15	37,79	15-14	2,94
14	34,85	14-13	3,00
13	31,85	13-12	3,05
12	28,81	12-11	3,06
11	25,74	11-10	3,06
10	22,69	10-9	3,03
9	19,66	9-8	2,96
8	16,69	8-7	2,85
7	13,85	7-6	2,71
6	11,13	6-5	2,57
5	8,57	5-4	2,37
4	6,20	4-3	2,12
3	4,08	3-2	1,83
2	2,25	2-1	1,47
1	0,78	1-0	0,78

Fonte: Autor, 2020.

Os deslocamentos da Tabela 40 mostram que a estrutura respeita os valores máximos permitidos por norma, para as duas formas de deslocamentos de serviço.

A avaliação da estrutura quanto a ABNT NBR 8800:2008 é exemplificada na Tabela 41, para as combinações que forneceram os maiores valores de deslocabilidade nas duas direções da estrutura. É considerada a hipótese inicial de rigidez do aço sem reduções.

Tabela 41 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MC-15-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,207	0,198	1,047	0,670	0,626	1,071
2	0,565	0,528	1,071	1,950	1,794	1,087
3	1,026	0,946	1,085	3,551	3,236	1,097
4	1,575	1,439	1,095	5,413	4,898	1,105
5	2,196	1,992	1,102	7,500	6,749	1,111
6	2,871	2,591	1,108	9,763	8,747	1,116
7	3,577	3,216	1,112	12,159	10,856	1,120
8	4,328	3,879	1,116	14,676	13,066	1,123
9	5,095	4,554	1,119	17,298	15,363	1,126
10	5,870	5,235	1,121	19,981	17,710	1,128
11	6,634	5,906	1,123	22,690	20,077	1,130
12	7,412	6,588	1,125	25,404	22,448	1,132
13	8,165	7,249	1,126	28,105	24,806	1,133
14	8,891	7,885	1,127	30,762	27,128	1,134
15	9,583	8,493	1,128	33,364	29,401	1,135
	MÁXIMO			MÁXIMO		
		1,128			1,135	

Fonte: Autor, 2020.

Constata-se que segundo a razão Δ_2/Δ_1 a estrutura é classificada como sendo de Média Deslocabilidade.

O cálculo do coeficiente γ_z é exemplificado na Tabela 42 a partir do valor de rigidez do aço sem reduções. Nessa condição, o maior valor encontrado para o coeficiente γ_z foi de 1,11. Portanto, o modelo é classificado segundo a ABNT NBR 6118:2014 como sendo de nós móveis.

Tabela 42 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MC-15-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$				
	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	36,22	11.605,31	0,03
2	300	600	36,22	11.605,31	0,09
3	300	900	36,41	11.605,31	0,17
4	300	1200	36,10	11.605,31	0,26
5	300	1500	36,10	11.605,31	0,35
6	300	1800	36,10	11.605,31	0,45
7	300	2100	36,62	11.605,31	0,56
8	300	2400	35,78	11.605,31	0,68
9	300	2700	35,88	11.605,31	0,80
10	300	3000	39,36	12.771,71	0,92
11	300	3300	43,37	13.938,11	1,04

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
12	300	3600	45,84	15.104,51	1,16
13	300	3900	45,84	15.104,51	1,28
14	300	4200	45,51	15.104,51	1,41
15	300	4500	46,32	13.415,66	1,52

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	10.865,60		387,73		
2	21.730,70		1.100,53		
3	32.768,98		1.970,80		
4	43.322,01		2.967,79		
5	54.151,16		4.074,33		
6	64.980,01		5.268,03		
7	76.907,41		6.528,18		
8	85.880,09	1.492.031,45	7.850,28	144.192,23	1,11
9	96.864,74		9.227,39		
10	118.067,24		11.707,64		
11	143.137,21		14.488,95		
12	165.023,09		17.560,04		
13	178.767,41		19.406,71		
14	191.138,30		21.223,43		
15	208.427,50		20.430,39		

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 43 são mostrados os valores de γ_z para as demais combinações (na condição de rigidez sem redução). Além desses valores, são apresentados os valores de γ_z a partir das hipóteses de redução de rigidez do aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 43 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MC-15.

MODELO CONTRAVENTADO – 15 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,09	1,07	-1,8%	1,09	0,0%	1,10	0,9%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,12	1,09	-2,7%	1,12	0,0%	1,13	0,9%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,13	1,10	-2,7%	1,13	0,0%	1,15	1,8%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,13	1,10	-2,7%	1,13	0,0%	1,15	1,8%

MODELO CONTRAVENTADO – 15 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_Z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,09	1,07	-1,8%	1,09	0,0%	1,10	0,9%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,12	1,10	-1,8%	1,12	0,0%	1,13	0,9%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,13	1,11	-1,8%	1,14	0,9%	1,14	0,9%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,13	1,11	-1,8%	1,14	0,9%	1,14	0,9%

Fonte: Autor, 2020.

É possível notar que os valores de γ_Z calculados com a consideração das reduções de rigidez (R80 e R80/50) tem boa correspondência com os valores de Δ_2/Δ_1 e que ambas são responsáveis por pequenos acréscimos na deslocabilidade do modelo. No entanto, é notável que valores de Δ_2/Δ_1 têm melhor correspondência com os valores de γ_Z obtidos segundo as reduções de rigidez da ABNT NBR 8800:2008 (indicada por R80).

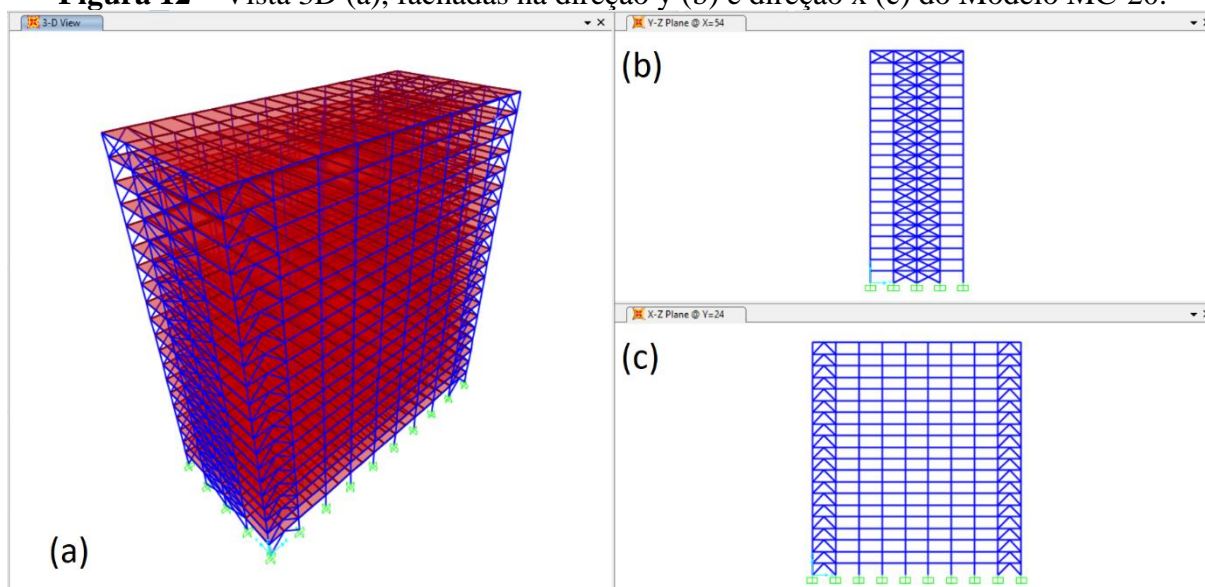
4.6 Modelo MC-20

O sexto modelo analisado é formado por 20 pavimentos, em uma estrutura de pórticos contraventados. Os contraventamentos foram dispostos nos planos de fachada da edificação. Todas as ligações entre vigas e pilares foram consideradas como sendo do tipo flexível.

A Figura 12 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

São utilizados contraventamentos em formato de X na direção y (direção mais suscetível a deslocamentos), organizados em duas linhas verticais na região central dessas fachadas, aos quais são adicionados dois quadros na direção horizontal no último pavimento, com o intuito de aumentar a eficiência aos deslocamentos horizontais. Para as fachadas na direção y, os contraventamentos empregados tem formato de K, localizados nas regiões externas dessas faces.

Figura 12 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MC-20.



Fonte: Autor, 2020.

Os perfis adotados para os pilares são apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 – Perfis dos pilares do Modelo MC-20.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-4	P2	CVS 700x278	278	700	500	16,0	25,0	35400
5-8	P2	CVS 650x211	211	650	450	16,0	19,0	26892
9-12	P3	CVS 500x162	162	500	350	16,0	19,0	20692
13-16	P4	CVS 500x123	123	500	350	9,5	16,0	15646
17-20	P5	CVS 400x82	82	400	300	8,0	12,5	10500

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 45, são detalhados os perfis das vigas dos pavimentos.

Tabela 45 – Perfis das vigas do Modelo MC-20.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 460x60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	7620
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630

Fonte: Autor, 2020.

Para os contraventamentos, foi adotado um perfil do tipo HP laminado, tendo em vista a dificuldade de emprego de perfis do tipo dupla cantoneira (2L) que pudessem atender às

solicitações e garantir valores adequados de deslocamentos. A Tabela 46 apresenta o perfil adotado para os contraventamentos.

Tabela 46 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MC-20.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
C1	HP 250x62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	7960

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 47 resume as principais características da edificação.

Tabela 47 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MC-20.

MODELO EM PÓRTICOS CONTRAVENTADO – 20				
PAVIMENTOS				
Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 700x278	600	278	166,80
P2	CVS 650x211	600	211	126,00
P3	CVS 500x162	600	162	97,20
P4	CVS 500x123	600	123	73,80
P5	CVS 400x82	600	82	49,20
V1	W 460x60,0	3120	60,0	187,20
V2	W 460x74,0	7080	74,0	523,92
V3	W 410x67,0	4320	67,0	289,44
C1	W 250x62,0 (H)	1805,80	62,0	111,96
TOTAL (t)				1.626,12
CONSUMO MÉDIO (kg/m²)				62,74

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está próximo dos indicados por Fakury (2016), entre 40 e 60 kg/m² (para edifícios de 12 a 30 pavimentos).

Ao contrário do observado nos dois modelos anteriores, ao se comparar os modelos MC-20 e MR-20, nota-se que o modelo contraventado permitiu a diminuição no peso das vigas. No entanto, a presença dos contraventamentos ao longo de seus 20 pavimentos tornou-se a responsável pelo aumento no peso da estrutura, quando comparada com o modelo rígido correspondente. No entanto, os consumos médios entre os modelos MC-20 e MR-20 se mostraram próximos entre si, com uma diferença de valores inferior à que se pode observar entre os modelos contraventados e rígidos comparados anteriormente.

O Estado-Limite de serviço é verificado para combinação rara de serviço em que o vento atua como ação variável principal, fornecendo os deslocamentos máximos registrados na Tabela 48.

Tabela 48 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MC-20-R100.

Combinação:		$G + V_y + 0,6SC$	
Andar	Deslocamentos totais	Deslocamentos relativos	
	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
20	57,52	20-19	0,67
19	56,86	19-18	2,07
18	54,79	18-17	2,59
17	52,20	17-16	2,96
16	49,24	16-15	3,25
15	45,99	15-14	3,45
14	42,53	14-13	3,62
13	38,91	13-12	3,74
12	35,17	12-11	3,81
11	31,36	11-10	3,82
10	27,54	10-9	3,78
9	23,76	9-8	3,67
8	20,09	8-7	3,53
7	16,55	7-6	3,37
6	13,18	6-5	3,15
5	10,04	5-4	2,85
4	7,19	4-3	2,53
3	4,66	3-2	2,18
2	2,48	2-1	1,68
1	0,80	1-0	0,80

Fonte: Autor, 2020.

Da Tabela 48 nota-se que a estrutura atende aos valores máximos permitidos pela ABNT NBR 8800:2008.

Para a deslocabilidade, na Tabela 49 são mostradas as duas combinações em questão, analisadas segundo os critérios da ABNT NBR 8800:2008. Assim, se utilizam as rigidezes dos elementos sem nenhuma redução (de indicação R100).

Tabela 49 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MC-20-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,251	0,237	1,060	0,691	0,641	1,078
2	0,718	0,663	1,084	2,154	1,970	1,094
3	1,315	1,195	1,100	4,069	3,685	1,104
4	2,013	1,810	1,112	6,296	5,661	1,112
5	2,818	2,514	1,121	8,811	7,876	1,119
6	3,715	3,293	1,128	11,597	10,313	1,124
7	4,689	4,133	1,135	14,586	12,917	1,129
8	5,710	5,011	1,140	17,722	15,642	1,133
9	6,803	5,947	1,144	20,987	18,473	1,136
10	7,924	6,905	1,148	24,351	21,384	1,139
11	9,064	7,878	1,151	27,752	24,324	1,141
12	10,205	8,849	1,153	31,141	27,254	1,143
13	11,344	9,820	1,155	34,472	30,133	1,144
14	12,460	10,770	1,157	37,695	32,921	1,145
15	13,547	11,694	1,158	40,769	35,581	1,146
16	14,588	12,581	1,160	43,664	38,089	1,146
17	15,619	13,458	1,161	46,295	40,372	1,147
18	16,584	14,280	1,161	48,597	42,374	1,147
19	17,492	15,053	1,162	50,432	43,971	1,147
20	18,335	15,771	1,163	51,021	44,486	1,147
	MÁXIMO		1,163	MÁXIMO		1,147

Fonte: Autor, 2020.

A avaliação da estrutura pelo parâmetro Δ_2/Δ_1 da tabela anterior apontou uma classificação de Média Deslocabilidade para o modelo. O maior valor de deslocabilidade observado é de 1,163 para a direção x e de 1,147 para a direção y, observados nas combinações que consideram as maiores cargas gravitacionais, aliadas à atuação de cargas de vento.

O cálculo do parâmetro γ_z é exemplificado na Tabela 50, inicialmente tendo sido considerado o valor de rigidez do aço sem reduções. O maior valor encontrado nessa condição foi de 1,13. O modelo, portanto, é classificado segundo a ABNT NBR 6118:2014 como sendo de nós móveis. Os valores de γ_z para as demais combinações de ações de projeto encontram-se listados na Tabela 51 apresentada posteriormente.

Tabela 50 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_Z para o Modelo MC-20-R100.

COMBINAÇÃO: $g \cdot G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	13,82	11.884,47	0,02
2	300	600	16,66	11.884,47	0,07
3	300	900	18,59	11.884,47	0,12
4	300	1200	20,09	11.884,47	0,18
5	300	1500	21,34	11.884,47	0,25
6	300	1800	22,41	11.884,47	0,33
7	300	2100	23,36	11.884,47	0,41
8	300	2400	24,22	11.884,47	0,50
9	300	2700	25,01	11.884,47	0,59
10	300	3000	25,73	11.884,47	0,69
11	300	3300	26,40	11.884,47	0,79
12	300	3600	27,02	11.884,47	0,88
13	300	3900	27,62	11.884,47	0,98
14	300	4200	28,17	11.884,47	1,08
15	300	4500	28,70	13.050,87	1,17
16	300	4800	29,21	14.217,27	1,26
17	300	5100	29,69	15.383,67	1,35
18	300	5400	30,15	15.383,67	1,43
19	300	5700	30,59	15.383,67	1,51
20	300	6000	31,02	13.985,07	1,58

COMBINAÇÃO: $g \cdot G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_Z
1	4.144,83		281,48		
2	9.995,74		787,38		
3	16.728,27		1.420,01		
4	24.105,89		2.151,56		
5	32.003,61		2.987,95		
6	40.342,16		3.912,99		
7	49.066,10		4.912,04		
8	58.134,15		5.954,99		
9	67.514,19	1.733.763,44	7.067,95	203.064,39	1,13
10	77.180,40		8.206,26		
11	87.111,55		9.362,01		
12	97.289,78		10.517,04		
13	107.699,85		11.670,02		
14	118.328,58		12.799,38		
15	129.164,44		15.262,18		
16	140.197,23		17.886,39		
17	151.417,89		20.702,78		

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
18	162.818,27		21.968,03		
19	174.391,02		23.157,59		
20	186.129,47		22.056,37		

Fonte: Autor, 2020.

Também foram calculados os valores desse coeficiente considerando as hipóteses de redução de rigidez do aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014. Assim, partindo-se das mesmas hipóteses aplicadas nos modelos anteriores, os resultados obtidos são os da Tabela 51.

Tabela 51 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MC-20.

MODELO CONTRAVENTADO – 20 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,12	1,09	-2,7%	1,11	-0,9%	1,13	0,9%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,15	1,12	-2,6%	1,15	0,0%	1,17	1,7%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,16	1,13	-2,6%	1,16	0,0%	1,19	2,6%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,16	1,13	-2,6%	1,16	0,0%	1,19	2,6%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,10	1,09	-0,9%	1,10	0,0%	1,10	0,0%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,13	1,11	-1,8%	1,13	0,0%	1,13	0,0%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,15	1,12	-2,6%	1,14	-0,9%	1,14	-0,9%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,14	1,12	-1,8%	1,14	0,0%	1,14	0,0%

Fonte: Autor, 2020.

Mesmo com as reduções de rigidez da ABNT NBR 6118:2014 (R80/50) o máximo valor obtido para γ_z foi de 1,19, ainda nos limites das estruturas de nós móveis. Apesar disso, considerando os valores máximos para a razão Δ_2/Δ_1 , percebe-se que os mesmos apresentam melhor concordância com os valores do parâmetro γ_z obtidos na hipótese de rigidez fornecida pela NBR 8800 (ABNT, 2014) (de identificação R80).

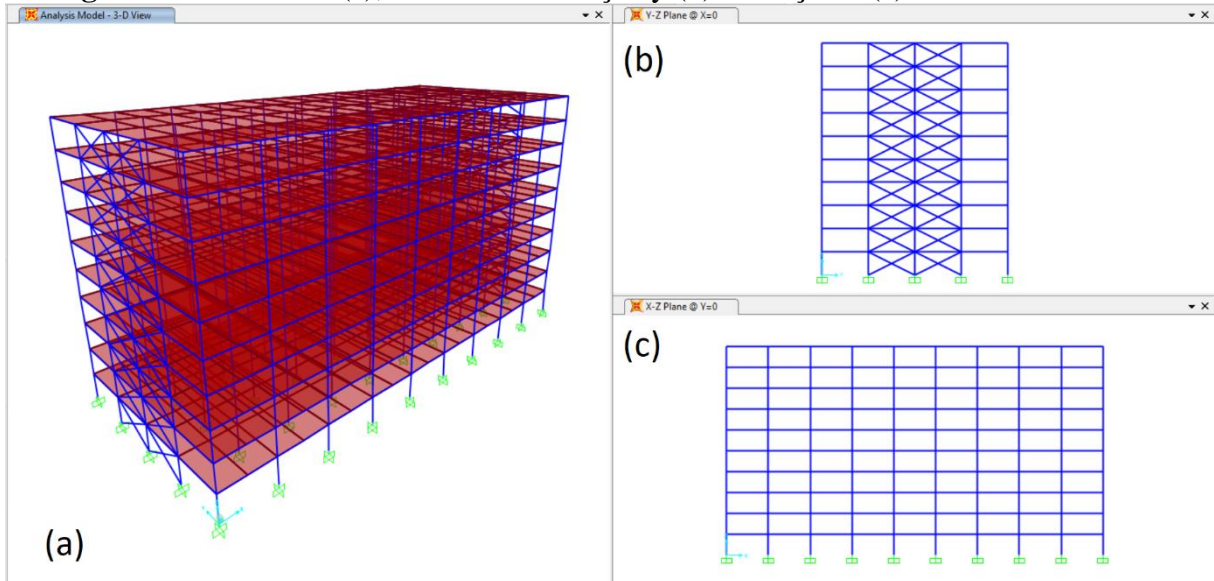
4.7 Modelo MM-10

O sétimo modelo analisado é formado por 10 pavimentos, em uma estrutura que associa pórticos contraventados na direção de maior tendência a deslocamentos (direção y) e pórticos rígidos na direção x.

Os contraventamentos (em formato de X) são dispostos nos planos de fachada na direção y. Nos eixos paralelos a essas fachadas, todas as ligações entre vigas e pilares foram consideradas como sendo do tipo flexível. Nos planos de pórticos na direção x, as ligações entre vigas e pilares são representadas por ligações rígidas.

A Figura 13 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Figura 13 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MM-10.



Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 52 apresenta os perfis utilizados nos pilares após o dimensionamento da estrutura.

Tabela 52 – Perfis dos pilares do Modelo MM-10.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-3	P1	CVS 500x150	150	500	350	12,5	19,0	19075
4-6	P2	CVS 450x116	116	450	300	12,5	16,0	14825
7-10	P3	CVS 350x73	73	350	250	9,5	12,5	9338

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 53, as vigas e suas propriedades geométricas são listadas.

Tabela 53 – Perfis das vigas do Modelo MM-10.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 460x60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	7620

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630

Fonte: Autor, 2020.

Para os contraventamentos, optou-se por fazer uso de perfis W laminados, pelo fato de que os perfis cantoneira dupla que podem ser usados para esse propósito apresentam, de maneira geral, maior peso linear, aumentando o peso final da estrutura. O perfil adotado ao final do dimensionamento do modelo é o indicado na Tabela 54.

Tabela 54 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MM-10.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
C1	W 200x46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	5860

Fonte: Autor, 2020.

Com as informações dos perfis para pilares, vigas e contraventamentos, a Tabela 55 foi elaborada para apresentar de forma resumida as principais características do modelo.

Tabela 55 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MM-10.
MODELO EM SISTEMA MISTO - 10 PAVIMENTOS

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 500x150	450	150	67,50
P2	CVS 450x116	450	116	52,20
P3	CVS 350x73	600	73	43,80
V1	W 460x60,0	1560	60,0	93,60
V2	W 460x74,0	3540	74,0	261,96
V3	W 410x67,0	2160	67,0	144,72
C1	W 200x46,1 (H)	536,66	46,1	24,74
			TOTAL (t)	688,52
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	53,13

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está próximo do indicado por Fakury (2016), de 30 a 50 kg/m² (para edifícios de 4 a 12 pavimentos). Percebe-se ainda que este modelo apresenta peso total e consumo médio próximos aos do Modelo MC-10.

Na avaliação dos deslocamentos para o Estado-Limite de serviço, como esperado, as combinações de serviço com ação do vento como ação variável principal são as responsáveis

pelos maiores deslocamentos. Considerando que o modelo tem sistemas estruturais diferentes para cada direção, optou-se por trazer na Tabela 56 resultados individuais nas duas direções.

Tabela 56 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MM-10.

Andar	Direção x: $G + V_x + 0,6SC$			Direção y: $G + V_y + 0,6SC$		
	Deslocamentos	Deslocamentos relativos		Deslocamentos	Deslocamentos relativos	
	Δ_x (mm)	Andares	δ (mm)	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
10	6,68	10-9	0,25	9,86	10-9	0,96
9	6,43	9-8	0,51	8,89	9-8	1,03
8	5,92	8-7	0,76	7,86	8-7	1,09
7	5,16	7-6	1,03	6,78	7-6	1,12
6	4,13	6-5	0,64	5,66	6-5	1,12
5	3,49	5-4	0,76	4,54	5-4	1,11
4	2,73	4-3	0,87	3,43	4-3	1,07
3	1,85	3-2	0,62	2,36	3-2	0,99
2	1,24	2-1	0,67	1,37	2-1	0,87
1	0,57	1-0	0,57	0,50	1-0	0,50

Fonte: Autor, 2020.

Observa-se que os deslocamentos na avaliação de Estado-Limite de Serviço atendem aos valores permitidos em norma. Notam-se resultados próximos para as duas direções, com valores levemente maiores para a direção y, apesar de contraventada.

Sobre a avaliação de deslocabilidade quanto à ABNT NBR 8800:2008, a Tabela 57 apresenta os resultados mais relevantes obtidos.

Tabela 57 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MM-10.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,502	0,444	1,130	0,426	0,409	1,042
2	1,093	0,963	1,135	1,172	1,117	1,050
3	1,639	1,444	1,135	2,024	1,921	1,054
4	2,426	2,108	1,151	2,940	2,784	1,056
5	3,107	2,692	1,154	3,897	3,684	1,058
6	3,678	3,191	1,153	4,864	4,593	1,059
7	4,619	3,956	1,168	5,823	5,495	1,060
8	5,304	4,542	1,168	6,758	6,375	1,060
9	5,747	4,941	1,163	7,644	7,211	1,060
10	5,966	5,148	1,159	8,474	7,993	1,060
	MÁXIMO		1,168	MÁXIMO		1,060

Fonte: Autor, 2020.

Nota-se pela Tabela 57 que segundo a direção y, na qual estão localizados os contraventamentos, a estrutura poderia ser considerada como de Pequena Deslocabilidade, porém, os pórticos rígidos dispostos na direção x levam à consideração da mesma como tendo Média Deslocabilidade. Daí, classifica-se a estrutura como sendo de Média Deslocabilidade.

O cálculo do coeficiente γ_z é exemplificado na Tabela 58, considerado inicialmente o valor de rigidez do aço sem reduções. Nessa condição, o maior valor encontrado para o coeficiente γ_z foi de 1,13, resultando numa classificação preliminar do modelo como sendo de Nós Móveis, seguindo a nomenclatura da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 58 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MM-10-R100.

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	13,05	11.308,13	0,04
2	300	600	15,73	11.308,13	0,10
3	300	900	17,55	11.308,13	0,14
4	300	1200	18,97	11.308,13	0,21
5	300	1500	20,15	12.474,53	0,27
6	300	1800	21,17	13.640,93	0,32
7	300	2100	22,07	14.807,33	0,40
8	300	2400	22,88	14.807,33	0,45
9	300	2700	23,62	14.807,33	0,49
10	300	3000	24,30	12.783,95	0,51

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	3.914,56		502,10		
2	9.440,43		1.088,43		
3	15.798,92		1.633,02		
4	22.766,68		2.384,04		
5	30.225,63		3.358,50		
6	38.100,93	358.147,84	4.352,53	39.799,18	1,13
7	46.340,21		5.857,83		
8	54.904,48		6.725,45		
9	63.763,40		7.316,49		
10	72.892,60		6.580,80		

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 59 organiza os valores de γ_z obtidos para as demais combinações. Os valores desse coeficiente também são avaliados considerando as hipóteses de redução de rigidez do aço

segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014. Os resultados para as três hipóteses de rigidez empregadas estão organizados na Tabela 59.

Tabela 59 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MM-10.

MODELO MISTO – 10 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,11	1,08	-2,7%	1,11	0,0%	1,12	0,9%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,15	1,11	-3,5%	1,14	-0,9%	1,17	1,7%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,17	1,13	-3,4%	1,16	-0,9%	1,19	1,7%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,17	1,12	-4,3%	1,16	-0,9%	1,19	1,7%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,04	1,03	-1,0%	1,04	0,0%	1,04	0,0%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,05	1,05	0,0%	1,06	1,0%	1,06	1,0%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,06	1,05	-0,9%	1,07	0,9%	1,07	0,9%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,06	1,05	-0,9%	1,07	0,9%	1,07	0,9%

Fonte: Autor, 2020.

Como esperado, as metodologias de redução de rigidez da ABNT NBR 8800:2008 e da ABNT NBR 6118:2014 fazem os valores de γ_z diferirem apenas para a direção x, na qual as vigas tem contribuição direta na estabilidade lateral do edifício.

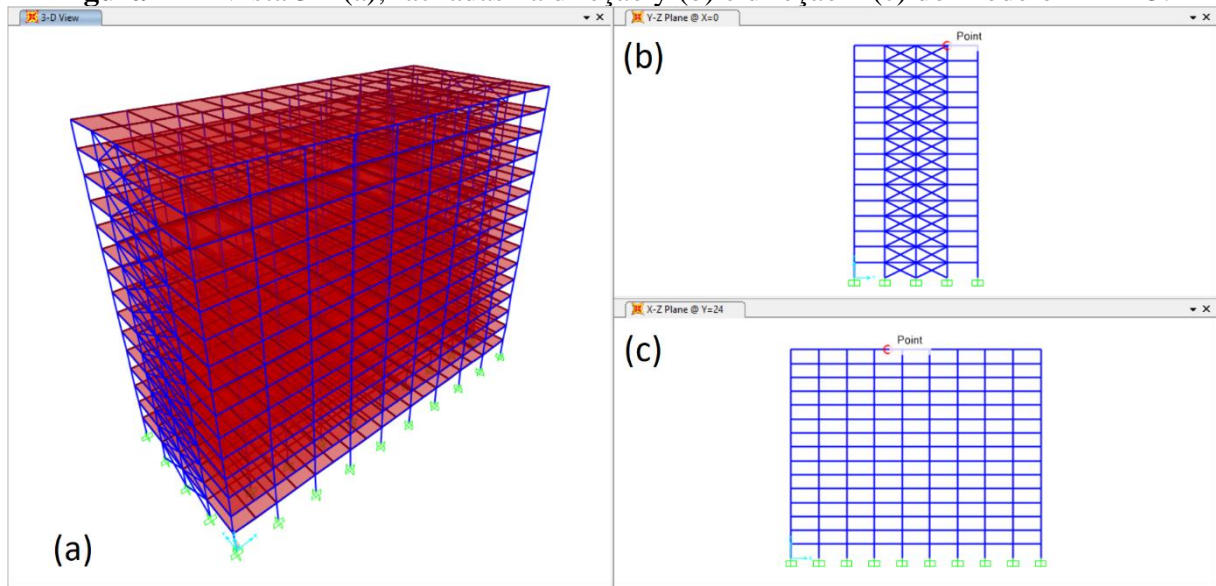
Tomando os valores máximos para a razão Δ_2/Δ_1 como referência, percebe-se sua boa concordância com os valores de γ_z obtidos na hipótese de rigidez da ABNT NBR 8800:2008 (identificada por R80), de maneira similar aos outros modelos já analisados.

4.8 Modelo MM-15

O oitavo modelo analisado é formado por 15 pavimentos, em uma estrutura que associa pórticos contraventados na direção y e pórticos rígidos na direção x. A disposição dos contraventamentos e características das ligações entre vigas e pilares são semelhantes às utilizadas no Modelo Misto 1.

A Figura 14 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Figura 14 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MM-15.



Fonte: Autor, 2020.

Os perfis dos pilares obtidos após dimensionamento da estrutura são aqueles indicados na Tabela 60.

Tabela 60 – Perfis dos pilares do Modelo MM-15.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (<i>kg/m</i>)	<i>d</i> (<i>mm</i>)	<i>b_f</i> (<i>mm</i>)	<i>t_w</i> (<i>mm</i>)	<i>t_f</i> (<i>mm</i>)	<i>A</i> (<i>mm</i> ²)
1-3	P1	CVS 600x190	190	600	400	16,0	19,0	24192
4-7	P2	CVS 500x162	162	500	350	16,0	19,0	20692
8-11	P3	CVS 500x123	123	500	350	9,5	16,0	15646
12-15	P4	CVS 400x82	82	400	300	8,0	12,5	10500

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 61, são apresentados os perfis das vigas dos pavimentos.

Tabela 61 – Perfis das vigas do Modelo MM-15.

Nome	Perfil	Massa Linear (<i>kg/m</i>)	<i>d</i> (<i>mm</i>)	<i>b_f</i> (<i>mm</i>)	<i>t_w</i> (<i>mm</i>)	<i>t_f</i> (<i>mm</i>)	<i>A</i> (<i>mm</i> ²)
V1	W 460x60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	7620
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630

Fonte: Autor, 2020.

A respeito dos contraventamentos, a Tabela 62 apresenta o perfil e as propriedades geométricas do mesmo.

Tabela 62 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MM-15.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
C1	W 200x52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	6690

Fonte: Autor, 2020.

Dos perfis utilizados no modelo, é possível estimar características como o peso da estrutura metálica e o valor médio de consumo de aço por unidade de área. A Tabela 63 apresenta um resumo dessas características do modelo.

Tabela 63 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MM-15.
MODELO EM SISTEMA MISTO – 15 PAVIMENTOS

Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 600x190	450	190	85,50
P2	CVS 500x162	600	162	97,20
P3	CVS 500x123	600	123	73,80
P4	CVS 400x82	600	82	49,20
V1	W 460x60,0	2340	60,0	140,40
V2	W 460x74,0	5310	74,0	392,94
V3	W 410x67,0	3240	67,0	217,08
C1	W 200x52,0 (H)	804,98	52,0	49,91
			TOTAL (t)	1.106,03
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	56,90

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está em acordo com o indicado por Fakury (2016), de 40 a 60 kg/m² (para edifícios de 12 a 30 pavimentos). Repetindo o comportamento do modelo anterior, os pesos dos modelos MM-15 e MC-15 se mostram bastante próximos entre si.

A Tabela 64 apresenta os resultados dos deslocamentos para o Estado-Limite de serviço. Levando em consideração as diferenças entre os sistemas estruturais nas duas direções da edificação, a Tabela 64 organiza os maiores deslocamentos observados em cada uma das duas direções. Percebe-se também que a direção y da edificação, apesar de ser aquela que conta com as estruturas de contraventamento, permanece sendo a direção em que se observam os maiores deslocamentos.

Tabela 64 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MM-15-R100.

MODELO EM SISTEMA MISTO – 15 PAVIMENTOS						
Andar	Direção x: $G + V_x + 0,6SC$			Direção y: $G + V_y + 0,6SC$		
	Deslocamentos	Deslocamentos relativos		Deslocamentos	Deslocamentos relativos	
	Δ_x (mm)	Andares	δ (mm)	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
15	11,24	15-14	0,20	35,14	15-14	2,59
14	11,04	14-13	0,38	32,55	14-13	2,66
13	10,66	13-12	0,57	29,89	13-12	2,73
12	10,09	12-11	0,75	27,16	12-11	2,77
11	9,33	11-10	0,56	24,39	11-10	2,79
10	8,78	10-9	0,66	21,60	10-9	2,79
9	8,12	9-8	0,76	18,81	9-8	2,76
8	7,36	8-7	0,86	16,05	8-7	2,68
7	6,50	7-6	0,85	13,37	7-6	2,58
6	5,64	6-5	0,94	10,78	6-5	2,46
5	4,71	5-4	1,02	8,32	5-4	2,29
4	3,69	4-3	1,09	6,03	4-3	2,06
3	2,59	3-2	0,92	3,97	3-2	1,79
2	1,68	2-1	0,94	2,18	2-1	1,44
1	0,73	1-0	0,73	0,73	1-0	0,73

Fonte: Autor, 2020.

O atendimento aos valores máximos normativos é perceptível, bem como o fato de que, mesmo com a adoção de contraventamentos, a direção y continua a ter deslocamentos um pouco superiores aos da direção x.

A respeito da deslocabilidade, a avaliação da estrutura quanto a ABNT NBR 8800:2008 é exemplificada na Tabela 65, onde são mostradas duas das combinações analisadas, responsáveis pelos maiores valores de deslocabilidade em cada uma das direções consideradas.

Tabela 65 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MM-15-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
	1	1,121	0,981	1,143	0,337	0,316
2	2,551	2,209	1,155	0,997	0,923	1,081
3	3,917	3,383	1,158	1,812	1,663	1,090
4	5,546	4,753	1,167	2,748	2,504	1,097
5	7,046	6,026	1,169	3,788	3,434	1,103
6	8,412	7,201	1,168	4,905	4,429	1,108
7	9,650	8,278	1,166	6,080	5,472	1,111
8	10,900	9,367	1,164	7,302	6,556	1,114

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
9	12,009	10,345	1,161	8,563	7,671	1,116
10	12,975	11,210	1,157	9,844	8,804	1,118
11	13,797	11,955	1,154	11,128	9,940	1,120
12	14,932	12,952	1,153	12,404	11,068	1,121
13	15,773	13,713	1,150	13,658	12,177	1,122
14	16,332	14,233	1,147	14,880	13,259	1,122
15	16,626	14,513	1,146	16,068	14,311	1,123
	MÁXIMO			MÁXIMO		
			1,169			1,123

Fonte: Autor, 2020.

Os resultados da Tabela 65 apontaram uma classificação de Média Deslocabilidade para o modelo. Como observado no Modelo MM-10, a maior deslocabilidade foi observada para a situação de atuação das ações horizontais na direção x, que faz uso do sistema de pórticos rígidos.

A Tabela 66 exemplifica o cálculo do coeficiente γ_z partindo do valor de rigidez do aço sem reduções. Nessa condição, o maior valor encontrado foi de 1,13, resultando na classificação da estrutura como sendo de nós móveis, segundo a ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 66 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MM-15-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_x$				
	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	36,22	11.316,50	0,10
2	300	600	36,21	11.316,50	0,22
3	300	900	36,45	11.316,50	0,34
4	300	1200	36,04	11.316,50	0,48
5	300	1500	36,04	11.316,50	0,60
6	300	1800	36,04	11.316,50	0,72
7	300	2100	36,39	11.316,50	0,83
8	300	2400	35,77	11.316,50	0,94
9	300	2700	35,77	11.316,50	1,03
10	300	3000	39,25	12.482,90	1,12
11	300	3300	43,09	13.649,30	1,20
12	300	3600	45,92	14.815,70	1,30
13	300	3900	45,91	14.815,70	1,37
14	300	4200	45,91	14.815,70	1,42
15	300	4500	47,41	13.126,85	1,45

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + FN_y$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	10.865,45		1.110,23		
2	21.728,89		2.499,97		
3	32.801,78		3.828,51		
4	43.249,70		5.378,52		
5	54.058,39		6.819,50		
6	64.866,10		8.149,20		
7	76.414,31		9.367,89		
8	85.854,20	1.496.924,68	10.599,85	169.414,45	1,13
9	96.578,18		11.706,56		
10	117.759,37		13.993,45		
11	142.202,95		16.317,08		
12	165.297,95		19.189,97		
13	179.062,04		20.316,26		
14	192.828,96		21.086,48		
15	213.356,40		19.050,98		

Fonte: Autor, 2020.

Os demais valores de γ_z na hipótese de rigidez integral do aço são listados na Tabela 67, juntamente com os valores desse coeficiente considerando as hipóteses de redução de rigidez do aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 67 – Valores de γ_z para diferentes combinações e rigidezes do aço no Modelo MM-15.

MODELO MISTO – 15 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,12	1,09	-2,7%	1,12	0,0%	1,14	1,8%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,15	1,12	-2,6%	1,15	0,0%	1,19	3,5%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,17	1,13	-3,4%	1,17	0,0%	1,21	3,4%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,17	1,13	-3,4%	1,16	-0,9%	1,21	3,4%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,09	1,07	-1,8%	1,09	0,0%	1,09	0,0%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,11	1,09	-1,8%	1,12	0,9%	1,12	0,9%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,12	1,10	-1,8%	1,13	0,9%	1,13	0,9%
$g.G + 1,5 SC + FN_y$	1,12	1,10	-1,8%	1,13	0,9%	1,13	0,9%

Fonte: Autor, 2020.

Como esperado, o efeito da redução de rigidez das vigas em 50% (hipótese identificada como R80/50) afeta de forma considerável apenas os resultados das combinações na direção x do modelo.

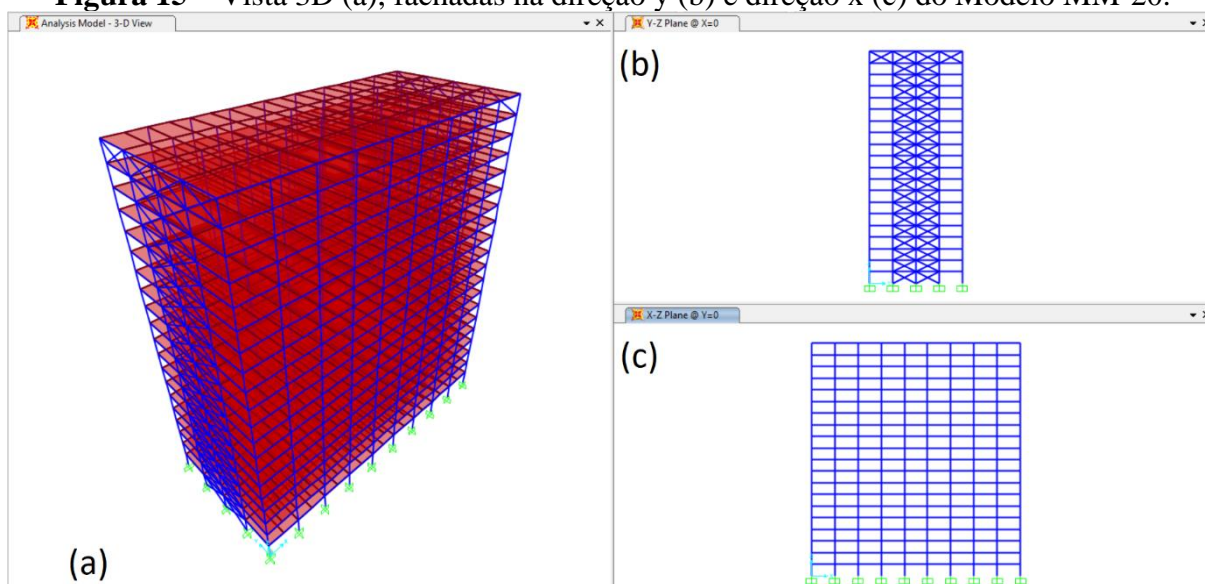
Comparando na Tabela 67 os valores máximos para a razão Δ_2/Δ_1 com os valores de γ_z , percebe-se que os mesmos se relacionam melhor com os valores de γ_z obtidos na hipótese de rigidez reduzida a 80% (R80), como orientado pela ABNT NBR 8800:2008.

4.9 Modelo MM-20

O nono modelo analisado apresenta 20 pavimentos, em uma estrutura que associa pórticos contraventados na direção y e pórticos rígidos na direção x. A disposição dos contraventamentos e características das ligações entre vigas e pilares são semelhantes às utilizadas nos dois modelos anteriores, com exceção da adição no topo do edifício de mais dois quadros contraventados em cada fachada na direção y. A adoção da linha de contraventamentos no topo do edifício se justificativa pela melhora no desempenho do modelo quanto aos deslocamentos.

A Figura 15 traz a representação da estrutura na interface gráfica do SAP2000.

Figura 15 – Vista 3D (a), fachadas na direção y (b) e direção x (c) do Modelo MM-20.



Fonte: Autor, 2020.

Os perfis dos pilares ao final do dimensionamento da estrutura são aqueles indicados na Tabela 68.

Tabela 68 – Perfis dos pilares do Modelo MM-20.

Andares	Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
1-4	P2	CVS 700x278	278	700	500	16,0	25,0	35400
5-8	P2	CVS 600x210	210	600	400	16,0	22,4	26803
9-12	P3	CVS 500x162	162	500	350	16,0	19,0	20692
13-16	P4	CVS 450x130	130	450	300	12,5	19,0	16550
17-20	P5	CVS 400x82	82	400	300	8,0	12,5	10500

Fonte: Autor, 2020.

Na Tabela 69, são apresentados os perfis das vigas dos pavimentos e suas propriedades geométricas mais relevantes.

Tabela 69 – Perfis das vigas do Modelo MM-20.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
V1	W 460x60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	7620
V2	W 460x74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	9490
V3	W 410x67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	8630

Fonte: Autor, 2020.

Seguindo os mesmos critérios dos modelos anteriores com sistema estrutural misto, fez-se uso de um perfil HP laminado, pela maior facilidade deste atender ao nível de solicitações existentes sem, no entanto, apresentar alta massa linear, quando comparado ao de perfis do tipo cantoneira dupla. A Tabela 70 apresenta o perfil em questão.

Tabela 70 – Perfil dos contraventamentos do Modelo MM-20.

Nome	Perfil	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)
C1	HP 310x79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	10.000

Fonte: Autor, 2020.

Dos perfis apresentados e geometria da estrutura, são apresentados na Tabela 71 algumas características relevantes do modelo, como o peso da estrutura metálica e o valor médio de consumo de aço por unidade de área.

Tabela 71 – Consumos de aço total e por unidade de área para o Modelo MM-20.

MODELO EM SISTEMA MISTO – 20 PAVIMENTOS				
Nome	Perfil	Compr. total (m)	Massa Linear (kg/m)	Peso (t)
P1	CVS 700x278	600	278	166,80
P2	CVS 600x210	600	210	126,00
P3	CVS 500x162	600	162	97,20
P4	CVS 450x130	600	130	78,00
P5	CVS 400x82	600	82	49,20
V1	W 460x60,0	3120	60,0	187,20
V2	W 460x74,0	7080	74,0	523,92
V3	W 410x67,0	4320	67,0	289,44
C1	HP 310x79,0 (H)	1126,98	79,0	89,03
			TOTAL (t)	1.606,79
			CONSUMO MÉDIO (kg/m²)	61,99

Fonte: Autor, 2020.

O valor para o consumo médio de aço está próximo do indicado por Fakury (2016), de 40 a 60 kg/m² (para edifícios de 12 a 30 pavimentos).

Se observa pouca discrepância entre os pesos do Modelo MM-20 e seu correspondente em sistema contraventado nas duas direções (MC-20), repetindo o comportamento dos dois modelos anteriores.

Os deslocamentos referentes ao Estado-Limite de serviço são apresentados na Tabela 72, onde são apresentados os maiores deslocamentos para as duas direções, tendo em vista as diferenças entre sistemas estruturais entre elas.

Tabela 72 – Deslocamentos horizontais para a combinação rara de serviço crítica no Modelo MM-20-R100.

Andar	Direção x: $G + V_x + 0,6SC$			Direção y: $G + V_y + 0,6SC$		
	Deslocamentos	Deslocamentos relativos		Deslocamentos	Deslocamentos relativos	
	Δ_x (mm)	Andares	δ (mm)	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
20	19,41	20-19	0,30	52,46	20-19	0,87
19	19,12	19-18	0,55	51,59	19-18	1,98
18	18,57	18-17	0,80	49,61	18-17	2,42
17	17,77	17-16	1,07	47,19	17-16	2,75
16	16,70	16-15	0,78	44,45	16-15	3,00
15	15,92	15-14	0,92	41,44	15-14	3,18
14	15,00	14-13	1,07	38,27	14-13	3,32
13	13,93	13-12	1,22	34,95	13-12	3,42
12	12,71	12-11	0,95	31,53	12-11	3,47
11	11,76	11-10	1,04	28,06	11-10	3,47

Andar	Direção x: $G + V_x + 0,6SC$			Direção y: $G + V_y + 0,6SC$		
	Deslocamentos		Deslocamentos relativos	Deslocamentos		Deslocamentos relativos
	Δ_x (mm)	Andares	δ (mm)	Δ_y (mm)	Andares	δ (mm)
10	10,72	10-9	1,14	24,59	10-9	3,43
9	9,58	9-8	1,23	21,16	9-8	3,32
8	8,36	8-7	1,02	17,84	8-7	3,18
7	7,34	7-6	1,08	14,65	7-6	3,03
6	6,27	6-5	1,14	11,63	6-5	2,81
5	5,13	5-4	1,20	8,82	5-4	2,52
4	3,93	4-3	1,06	6,30	4-3	2,22
3	2,87	3-2	1,09	4,08	3-2	1,91
2	1,77	2-1	1,07	2,18	2-1	1,47
1	0,70	1-0	0,70	0,71	1-0	0,71

Fonte: Autor, 2020.

É visível o atendimento dos limites normativos. Nota-se também que na direção y, apesar de contraventada, são observados deslocamentos levemente superiores aos da direção x, resultado das solicitações de vento consideravelmente maiores atuantes nesta direção, resultado das grandes áreas de fachada na direção x.

A Tabela 73 traz parte dos resultados para a deslocabilidade da estrutura, analisada segundo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008. Como visto nos modelos anteriores que também fazem uso de um sistema misto entre pórticos contraventados e rígidos, a deslocabilidade do modelo se mostrou maior para a direção x, na qual estão presentes os pórticos rígidos. Segundo os valores apresentados na Tabela 73, o modelo será classificado como de Média Deslocabilidade.

Tabela 73 – Combinações com valores máximos de deslocabilidade no Modelo MM-20-R100.

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5SC + 0,84V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
1	0,503	0,455	1,107	0,612	0,573	1,068
2	1,289	1,149	1,122	1,886	1,742	1,083
3	2,095	1,858	1,128	3,552	3,251	1,092
4	2,884	2,549	1,131	5,493	4,996	1,099
5	3,932	3,444	1,142	7,704	6,969	1,105
6	4,931	4,299	1,147	10,176	9,162	1,111
7	5,871	5,110	1,149	12,845	11,520	1,115
8	6,758	5,878	1,150	15,656	13,998	1,119
9	7,916	6,849	1,156	18,592	16,580	1,121
10	8,986	7,754	1,159	21,623	19,241	1,124
11	9,960	8,589	1,160	24,695	21,936	1,126

Andar	COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$			COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$		
	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1	Δ_2 (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2/Δ_1
12	10,843	9,352	1,159	27,765	24,628	1,127
13	11,942	10,275	1,162	30,790	27,281	1,129
14	12,903	11,095	1,163	33,727	29,857	1,130
15	13,725	11,808	1,162	36,538	32,324	1,130
16	14,411	12,414	1,161	39,193	34,657	1,131
17	15,176	13,081	1,160	41,621	36,792	1,131
18	15,747	13,595	1,158	43,759	38,676	1,131
19	16,132	13,950	1,156	45,510	40,220	1,132
20	16,341	14,147	1,155	46,274	40,896	1,131
	MÁXIMO		1,163	MÁXIMO		1,132

Fonte: Autor, 2020.

No cálculo do coeficiente γ_z , da ABNT NBR 6118:2014, foi assumido inicialmente a rigidez do aço sem reduções. Nessa condição, o maior valor encontrado foi de 1,13, resultando na classificação de estrutura de Nós Móveis para o modelo. A Tabela 74 mostra o referido valor.

Tabela 74 – Demonstração do cálculo do coeficiente γ_z para o Modelo MM-20-R100.

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	h (cm)	H (cm)	F_{hd} (kN)	P_d (kN)	δ_i (cm)
1	300	300	13,82	11.327,53	0,05
2	300	600	16,66	11.327,53	0,11
3	300	900	18,59	11.327,53	0,19
4	300	1200	20,09	11.327,53	0,25
5	300	1500	21,34	11.327,53	0,34
6	300	1800	22,41	11.327,53	0,43
7	300	2100	23,36	11.327,53	0,51
8	300	2400	24,22	11.327,53	0,59
9	300	2700	25,01	11.327,53	0,68
10	300	3000	25,73	11.327,53	0,78
11	300	3300	26,40	11.327,53	0,86
12	300	3600	27,02	11.327,53	0,94
13	300	3900	27,62	11.327,53	1,03
14	300	4200	28,17	11.327,53	1,11
15	300	4500	28,70	12.493,93	1,18
16	300	4800	29,21	13.660,33	1,24
17	300	5100	29,69	14.826,73	1,31
18	300	5400	30,15	14.826,73	1,36
19	300	5700	30,59	14.826,73	1,40
20	300	6000	31,02	13.428,13	1,41

COMBINAÇÃO: $g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$					
Andar	$F_{hd} \cdot H$	$\Sigma(F_{hd} \cdot H)$	$P_d \cdot \delta_i$	$\Sigma(P_d \cdot \delta_i)$	γ_z
1	4.144,83		514,91		
2	9.995,74		1.301,03		
3	16.728,27		2.104,33		
4	24.105,89		2.887,64		
5	32.003,61		3.900,67		
6	40.342,16		4.869,43		
7	49.066,10		5.788,60		
8	58.134,15		6.657,92		
9	67.514,19		7.758,58		
10	77.180,40		8.783,89		
11	87.111,55	1.733.763,44	9.729,23	200.040,87	1,13
12	97.289,78		10.593,79		
13	107.699,85		11.639,11		
14	118.328,58		12.567,83		
15	129.164,44		14.753,23		
16	140.197,23		16.957,74		
17	151.417,89		19.395,53		
18	162.818,27		20.156,50		
19	174.391,02		20.683,81		
20	186.129,47		18.997,11		

Fonte: Autor, 2020.

Com um procedimento semelhante foram obtidos os valores de γ_z para as demais combinações. Também foram calculados os valores desse coeficiente considerando as hipóteses de redução de rigidez do aço segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 6118:2014. Os resultados em questão são aqueles organizados na Tabela 75.

Tabela 75 – Valores de γ_z para todas as combinações e rigidezes do aço no Modelo MM-20.

MODELO MISTO – 20 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
Direção x							
$g.G + 1,4 CV_x$	1,12	1,10	-1,8%	1,12	0,0%	1,16	3,6%
$g.G + 1,4 CV_x + 1,05 SC$	1,15	1,13	-1,7%	1,16	0,9%	1,21	5,2%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_x$	1,16	1,13	-2,6%	1,16	0,0%	1,23	6,0%
$g.G + 1,5 SC + FN_x$	1,16	1,14	-1,7%	1,17	0,9%	1,23	6,0%
Direção y							
$g.G + 1,4 CV_y$	1,09	1,08	-0,9%	1,09	0,0%	1,09	0,0%
$g.G + 1,4 CV_y + 1,05 SC$	1,12	1,10	-1,8%	1,12	0,0%	1,12	0,0%
$g.G + 1,5 SC + 0,84 V_y$	1,13	1,11	-1,8%	1,13	0,0%	1,13	0,0%

MODELO MISTO – 20 PAVIMENTOS							
COMBINAÇÕES	Δ_2/Δ_1	γ_z					
		R100	$\Delta\%$	R80	$\Delta\%$	R80/50	$\Delta\%$
<i>g.G + 1,5 SC + FN_y</i>	1,13	1,11	-1,8%	1,13	0,0%	1,13	0,0%

Fonte: Autor, 2020.

Nota-se que em todas as hipóteses consideradas o modelo continua a ser enquadrado na classificação de uma estrutura de nós móveis, não superando o valor máximo de 1,30 estabelecido para o coeficiente γ_z pela ABNT NBR 6118:2014.

Percebe-se que a melhor correlação dos valores para a razão Δ_2/Δ_1 se dá com os valores do parâmetro γ_z obtidos na hipótese de rigidez reduzida a 80% (ABNT NBR 8800:2008), indicada na Tabela 75 pela identificação R80.

4.10 Análises comparativas

Além dos resultados individuais apresentados anteriormente, a seguir são discutidos de forma comparativa os resultados mais relevantes obtidos neste estudo, procurando analisar as relações entre o sistema estrutural e número de pavimentos da edificação (esbeltez) e aspectos como o seu peso e deslocabilidade.

4.10.1 Pesos das estruturas

Como apresentado anteriormente, foram calculados os pesos dos perfis de aço e consumos médios para os nove modelos estudados. A Tabela 76 resume tais valores, agrupados em função do sistema estrutural utilizado.

Adotando-se as estruturas em pórticos rígidos como modelos de referências, calculam-se os acréscimos percentuais dos pesos de aço por unidade de área em função do aumento da esbeltez da edificação (representado pelo aumento no número de pavimentos dos modelos).

Ressalta-se que são desconsiderados os pesos das ligações nos valores calculados, fazendo com que os resultados posteriores sejam a respeito dos pesos de aço devidos apenas aos perfis estruturais.

Tabela 76 – Consumos de aço e aumentos percentuais em função da esbeltez do modelo.

Sistema Estrutural	Modelo	Consumo de aço (kg/m²)	Δ%
Rígido	MR-10	40,60	-
	MR-15	50,92	25,42%
	MR-20	60,07	47,96%
Contraventado	MC-10	51,57	-
	MC-15	57,59	11,67%
	MC-20	62,74	21,66%
Misto	MM-10	53,13	-
	MM-15	56,90	7,10%
	MM-20	61,99	16,68%

Fonte: Autor, 2020.

Avaliando a relação entre o consumo de aço das estruturas e sua esbeltez, nota-se que os modelos em pórticos rígidos são aqueles que apresentam aumento do consumo de aço mais acentuado com o aumento da esbeltez dos modelos. Esse resultado tem relação com a baixa eficiência desse sistema estrutural no que se refere à estabilidade lateral, já que o aumento da esbeltez dos modelos – e conseqüente aumento da suscetibilidade às solicitações laterais – acarreta a necessidade de aumento excessivo da robustez dos pilares.

Os modelos contraventados e mistos, por sua vez, apresentaram aumentos percentuais menos acentuados com o aumento da esbeltez dos modelos, apresentando resultados bastante semelhantes entre si.

A Tabela 77, por sua vez, traz os modelos agrupados a partir do número de pavimentos, de maneira a permitir a avaliação da relação entre o sistema estrutural usado e o consumo de aço da estrutura.

Tabela 77 - Pesos dos perfis de aço e aumentos percentuais em função do sistema estrutural do modelo.

Nº de pavimentos	Modelo	Consumo de aço (kg/m²)	Δ%
10	MR-10	40,60	-
	MC-10	51,57	27,02%
	MM-10	53,13	30,86%
15	MR-15	50,92	-
	MC-15	57,59	13,10%
	MM-15	56,90	11,74%
20	MR-20	60,07	-
	MC-20	62,74	4,44%
	MM-20	61,99	3,20%

Fonte: Autor, 2020.

Ao se comparar modelos de mesma quantidade de pavimentos nota-se que aqueles que fazem uso de um sistema rígido exibiram menor consumo de aço para os perfis estruturais. Isso se deve ao fato de que, apesar das vantagens da utilização dos contraventamentos, estes aumentaram o peso total das estruturas, já que o acréscimo de peso devido sua presença (e devido eventuais acréscimos de peso das vigas) nem sempre foi compensado pela redução de peso que acompanha a adoção de perfis menos robustos para os pilares.

Pode-se observar ainda que, para números maiores de pavimentos, as diferenças nos consumos de aço entre o modelo rígido e os modelos contraventado e misto tenderam a diminuir. Isso permite inferir que, para modelos de esbeltezes maiores do que os estudados (com maior número de pavimentos, porém, de mesmas dimensões em planta), os sistemas em pórticos rígidos levariam a estruturas com maior peso dos perfis estruturais.

A respeito desses resultados, no entanto, deve-se ter em mente que os valores para o consumo de aço calculados podem ser influenciados por fatores não analisados neste estudo, a exemplo dos espaçamentos e disposição dos pilares. Segundo Bellei (2008), as distâncias entre pilares impactam diretamente na viabilidade econômica dos modelos apertados, que só são viáveis nos casos em que as distâncias entre pilares são pequenas. Camargo (2012), por sua vez, ao comparar três modelos de edifícios (com espaçamentos entre pilares de 8 m e 9 m), observa que o modelo em pórticos rígidos exibiu maior peso total, quando comparado com dois modelos contraventados. Assim, os resultados obtidos devem ser interpretados com cautela, por não ser possível assegurar que os mesmos são válidos para diversas outras condições de projeto.

Outro aspecto importante a se considerar nesses resultados são as ligações presentes em cada estrutura. Segundo Santos (1998), as ligações representam uma parcela insignificante no peso total da estrutura. Apesar de na literatura serem escassos resultados que avaliem os consumos aproximados de aço das ligações rígidas e flexíveis (o que dificulta a avaliação da contribuição percentual das ligações no peso total das estruturas), aspectos como facilidade de fabricação e execução da estrutura são decisivos em situações de projeto. Em particular, as ligações rígidas, por sua execução mais trabalhosa, têm maior impacto no custo da estrutura do que as ligações flexíveis, fazendo com que o uso de grande quantidade dessas ligações seja evitado.

Portanto, tendo em vista os resultados da Tabela 77, se pode concluir que, nas condições deste estudo, o sistema em pórticos rígidos se apresenta como uma opção viável para as estruturas de pequena altura, permitindo economia apreciável no peso de aço dos perfis.

No entanto, com o aumento no número de pavimentos, os sistemas contraventados são os mais indicados, tanto pelo peso total dos perfis (que apresentaram uma tendência de

crescimento percentual menor do que a observada nos modelos rígidos) quanto pelo emprego de ligações flexíveis, permitindo maior agilidade de execução e, conseqüentemente, causando menor impacto no custo final da estrutura.

A diferença de peso que pode ser notada entre os modelos contraventados e os mistos é devido à menor quantidade de barras de contraventamento nos modelos mistos. Esse fato pode ser confirmado ao serem comparados os perfis utilizados nesses modelos, resumidos nas Tabela 31, Tabela 39 e Tabela 47 (modelos contraventados) e Tabela 55, Tabela 63 e Tabela 71 (modelos mistos) apresentadas anteriormente.

Essas reduções de peso, no entanto, se mostraram menores que 2% nos modelos do estudo, pondo sob questionamento a economia vista no consumo de aço, já que os modelos com sistema misto exigem o emprego de uma quantidade apreciável de ligações rígidas.

4.10.2 Deslocabilidades

A respeito das deslocabilidades, os resultados obtidos anteriormente para os parâmetros e classificações finais dos modelos foram resumidos na Tabela 78. Considerando que a deslocabilidade dos modelos é calculada para cada uma das combinações de ações utilizadas no dimensionamento dos modelos, na Tabela 78 estão reunidos apenas os maiores valores dos parâmetros calculados para cada modelo, por serem estes resultados os responsáveis pela classificação do modelo quanto à deslocabilidade. Assim, os valores mostrados na Tabela 78 para um dado modelo podem não ter sido obtidos de uma mesma combinação de ações.

Tabela 78 – Valores máximos dos parâmetros de deslocabilidade e classificação final das estruturas.

Modelo	ABNT NBR 8800:2008		ABNT NBR 6118:2014			
	Δ_2/Δ_1	Classificação	γ_z (R100)	γ_z (R80)	γ_z (R80/50)	Classificação
MR-10	1,22	Média deslocabilidade	1,17	1,22	1,30	Nós Móveis
MR-15	1,18	Média deslocabilidade	1,14	1,18	1,24	Nós Móveis
MR-20	1,15	Média deslocabilidade	1,12	1,16	1,22	Nós Móveis
MC-10	1,07	Pequena Deslocabilidade	1,06	1,08	1,08	Nós Fixos
MC-15	1,13	Média deslocabilidade	1,11	1,14	1,15	Nós Móveis
MC-20	1,16	Média deslocabilidade	1,13	1,16	1,19	Nós Móveis
MM-10	1,17	Média deslocabilidade	1,13	1,16	1,19	Nós Móveis
MM-15	1,17	Média deslocabilidade	1,13	1,17	1,21	Nós Móveis
MM-20	1,16	Média deslocabilidade	1,14	1,17	1,23	Nós Móveis

Fonte: Autor, 2020.

Como os resultados exibidos ao longo dos itens anteriores tornou possível concluir, dentre os valores de γ_Z calculados, aqueles que apresentaram melhor correspondência com os valores de Δ_2/Δ_1 foram os obtidos a partir da recomendação da ABNT NBR 8800:2008 de redução da rigidez do aço a 80% (R80). Assim, o γ_Z se mostrou como uma opção para a avaliação das estruturas em aço, desde que adotada a não-linearidade física recomendada pela ABNT NBR 8800:2008. Os resultados destacados na Tabela 78 correspondem aos valores em questão. Nessa condição, os valores dos dois parâmetros apresentaram diferenças percentuais de em média 1%, o que pode ser conferido ao longo dos resultados dos itens 4.1 a 4.9.

A respeito dos valores de γ_Z obtidos a partir da consideração da rigidez integral do aço (R100), é perceptível que essa hipótese foi responsável por valores de γ_Z inferiores aos obtidos com a redução de rigidez da ABNT NBR 8800:2008. Daí, apesar dos valores da razão Δ_2/Δ_1 serem calculados sem reduções de rigidez (R100), a adoção desse critério no cálculo de γ_Z foi responsável por valores desse parâmetro menores que os da razão Δ_2/Δ_1 . Dos resultados dos itens 4.1 a 4.9, o máximo valor de diferença percentual que se pôde constatar foi de 4,3%. Apesar disso, a Tabela 78 mostra que se a avaliação das estruturas fosse feita nessa condição, as classificações das estruturas ainda assim concordariam com aquelas apontadas pela ABNT NBR 8800:2008.

Se tratando dos valores de γ_Z calculados com a aplicação das reduções de rigidez propostas pela ABNT NBR 6118:2014 (R80/50), o que se pôde constatar é que os valores obtidos são, via de regra, maiores do que os da razão Δ_2/Δ_1 . Em particular, as diferenças percentuais entre os valores de Δ_2/Δ_1 e γ_Z são maiores quando a estabilidade do modelo é garantida por pórticos rígidos, como nos modelos MR-10, MR-15 e MR-20 e nos modelos MM-10, MM-15 e MM-20, na sua direção x. Isso se deve ao fato de que a redução da rigidez do aço a 50%, aplicada às vigas, afeta diretamente o desempenho dos pórticos em que estas contribuem diretamente na estabilidade às solicitações laterais. Como resultado disso, a maior diferença percentual observada entre os dois parâmetros nessa condição foi de 8,5%, no modelo MR-10.

A respeito de uma possível relação entre a classificação das estruturas de aço segundo γ_Z (na condição recomendada de redução de rigidez do aço a 80%) e o sistema estrutural da edificação em análise, não se constatou nenhum comportamento adverso desse parâmetro com nenhum dos sistemas estruturais estudados. Daí, os resultados do estudo apontam que o γ_Z pode ser aplicado independentemente do sistema estrutural da edificação se tratar de pórticos rígidos, contraventados ou uma combinação de ambos.

4.10.2.1 Deslocabilidade x sistema estrutural

Além da investigação acerca da possibilidade de emprego do coeficiente γ_Z para as estruturas de aço, os resultados obtidos para os nove modelos de edifícios dimensionados permitem observar as relações existentes entre a deslocabilidade de estruturas e o sistema estrutural em utilização.

O primeiro aspecto de destaque desses resultados é o fato de que apenas um dos nove modelos em estudo se enquadrou na classificação de Pequena Deslocabilidade, o que ocorreu para o modelo contraventado de 10 pavimentos, MC-10. Esse resultado aponta que em situações práticas, independentemente do sistema estrutural, as estruturas em geral ocuparão a classificação de Média Deslocabilidade, já que a tentativa de enquadramento da mesma na classificação de Pequena Deslocabilidade em geral levaria a soluções antieconômicas.

Ainda a respeito das relações observadas entre deslocabilidade e sistema estrutural, da Tabela 78 pode-se notar que ao comparar modelos com uma mesma quantidade de pavimentos, os modelos contraventados, de maneira geral, são os que exibem os menores valores de deslocabilidade. Esse fato demonstra a eficiência desse sistema estrutural no que se refere à estabilidade lateral de edifícios.

4.10.2.2 Deslocabilidade x esbeltez

Analisando a participação da esbeltez (aqui representada nas mudanças de altura dos modelos) na deslocabilidade, percebe-se que, com o aumento na altura das edificações, os modelos contraventados mostraram uma tendência de aumento em sua deslocabilidade.

Os pórticos rígidos, por sua vez, apresentaram uma tendência contrária aos sistemas contraventados, com deslocabilidades menores nos modelos com maior número de pavimentos. Esse comportamento se deve ao fato de que, com esforços relativamente baixos no modelo de 10 pavimentos, as verificações de Estados-Limites último e de serviço são atendidas com mais facilidade, dando margem ao emprego de perfis de menor robustez. O emprego desses perfis, no entanto, torna a estrutura mais deformável, aumentando o impacto dos efeitos geométricos de 2ª ordem. No modelo de 20 pavimentos, no entanto, com as solicitações e deslocamentos de serviço assumindo papel decisivo no dimensionamento dos pilares, a maior robustez dos perfis empregados acabou por refletir num melhor desempenho global da estrutura, quando analisada a partir da sua posição deformada.

Esses resultados para os pórticos rígidos mais uma vez mostram sua ineficiência crescente com o aumento da altura das edificações, fazendo com que o dimensionamento dos perfis dos pilares passe a ser limitado pelas exigências de atendimento aos deslocamentos de serviço, ao invés de serem limitados pelos esforços atuantes.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dos nove modelos estruturais dimensionados, destinados a investigar a possibilidade de aplicação do coeficiente γ_Z na classificação de deslocabilidade das estruturas em aço, foram obtidos os resultados discutidos anteriormente. Dos resultados observados, algumas conclusões podem ser feitas:

- Pode-se notar a boa concordância entre o coeficiente γ_Z e a razão Δ_2/Δ_1 (ABNT NBR 8800:2008, utilizada como resultado de referência. Para a maioria dos casos, os aumentos nos valores de γ_Z resultantes das reduções de rigidez aplicadas não foram expressivos o suficiente para alterar a classificação de deslocabilidade da estrutura. De fato, a maior discrepância observada entre os valores de Δ_2/Δ_1 e de γ_Z foi de 8,6% (aplicada as reduções de rigidez da ABNT NBR 6118:2014), observada no modelo rígido de 20 pavimentos;

- De maneira geral, a adoção da rigidez sem reduções ou de seus valores reduzidos segundo a ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 6118:2014 afetam os valores de γ_Z , em particular nas situações em que a estabilidade lateral da estrutura deve ser garantida através de pórticos rígidos, como nos Modelos Rígidos 1, 2 e 3 e nos Modelos Mistos 1, 2 e 3 (apenas na direção x). Isso se deve à significativa redução da rigidez dos pilares, nesses casos responsáveis por absorver parte das ações laterais, lhes expondo a consideráveis esforços de flexão, além dos convencionais esforços compressivos;

- Via de regra, pôde-se constatar que a melhor concordância com os valores de Δ_2/Δ_1 ocorre para os valores de γ_Z calculados a partir da hipótese de rigidez reduzida a 80% de seu valor integral, segundo a recomendação da ABNT NBR 8800:2008. Em tal condição, os valores para a diferença percentual entre os dois parâmetros foram menores que 3,7% para os modelos em pórticos rígidos e do que 1,0% nos modelos com sistema misto e modelos contraventados;

- Tendo em mente os parâmetros que este estudo considerou - sistema estrutural e altura da edificação – não foram constatadas ocorrências de inconsistências nos resultados que pudessem apontar limitações ao uso do γ_Z em decorrência dos parâmetros em estudo.

Assim, observando os resultados encontrados, é razoável concluir que a utilização do coeficiente γ_Z é adequada para a classificação de estruturas em aço quanto à sua deslocabilidade, em particular quando feito uso das reduções de rigidez providas da ABNT NBR 8800:2008. Torna-se recomendável o cálculo de γ_Z a partir da hipótese de rigidez do aço

reduzida a 80% com o intuito de evitar uma possível subestima (ocasionada pela hipótese de não redução da rigidez) ou superestima (resultante das reduções previstas na ABNT NBR 6118:2014) dos valores de deslocabilidade da estrutura.

Além dos resultados principais apontados anteriormente, a avaliação comparativa entre os modelos permitiu que alguns outros aspectos importantes acerca das estruturas em aço pudessem ser notados:

- Dos nove modelos estudados, oito foram classificados como sendo de Média Deslocabilidade. Fica visível a dificuldade de que, em situações reais, as estruturas sejam enquadradas na categoria de Pequena Deslocabilidade, já que para tal em geral seria necessário o emprego de perfis robustos, aumentando desnecessariamente o peso e custo da estrutura. Dos modelos em estudo, apenas o Modelo MR-10 (sistema contraventado e apenas 10 pavimentos) enquadrou-se nessa classificação;

- Em geral, os sistemas contraventados são aqueles que possibilitam as estruturas mais eficientes. Apesar da presença dos contraventamentos poder ser responsável por um aumento no peso total da estrutura - principalmente nos modelos com números menores de pavimentos, em que sistemas em pórticos rígidos podem conduzir a estruturas de menor peso – seu emprego encontra justificativa com o aumento na altura das edificações. Dos resultados do trabalho se tornou visível que além de pouco práticas sob o aspecto construtivo, estruturas em pórticos rígidos se mostram pouco eficazes para edifícios altos, exigindo emprego de perfis dimensionados majoritariamente em função dos aspectos de deslocamentos da estrutura, resultando em soluções antieconômicas.

5.1 Sugestões para estudos futuros

Apesar dos resultados positivos notados, é importante ressaltar que estes estão restritos às condições adotadas no estudo, sendo necessário expandi-los para condições diferentes de análise.

Pode-se elencar como fatores a serem considerados em possíveis estudos futuros: sistemas estruturais distintos dos analisados - podendo-se, inclusive, considerar o uso de soluções mistas em aço e concreto -, adoção do comportamento semirrígido das ligações e realização de análise estrutural incorporando o comportamento plástico do aço.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTIONS. **AISC-LRFD**: Specification for structural steel buildings. Chicago: AISC, mar. 2005.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE. **Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: implications for American steel design**. By the Task Committee on Effective Length. New York: ASCE, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

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

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

BELLEI, I. H.; PINHO, F.O.; PINHO, M.O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2.ed. São Paulo: Pini, 2008.

CAMARGO, R. E. M. de. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - CBCA (org.). **Estudo de sistemas construtivos nas obras brasileiras**. Brasil: CBCA, mar. 2019. Relatório final de estudo de mercado realizado pelo WorldSteel Association em parceria com Instituto Aço Brasil e o Centro Brasileiro da Construção em Aço.

COMPUTER AND STRUCTURE INC. **CSI Analysis Reference Manual - SAP 2000 version 19**. Berkeley: CSI, 2016.

CREDER, Hélio. **Instalações Hidráulicas e Sanitárias**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2006.

DÓRIA, A. S. **Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (1993). **EN 1993-1-1**: Eurocode 3 – Design of steel and structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings. Bressels. EUROCODE-3:2002

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

FRANCA, M. P. de A. **Estudo da eficiência dos contraventamentos treliçados em edifícios com estrutura de aço**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

GERDAU. **Perfis Estruturais Gerdau** – Tabela de Bitolas - Revisão: 11/2018. GERDAU, 2018.

LAVALL, A. C. C. **Uma Formulação Teórica Consistente para a Análise Não-linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos Considerando Barras com Imperfeições Iniciais e Tensões Residuais nas Seções Transversais**. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos (USP), São Carlos, 1996.

MARTINS, C. H. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos (USP), São Carlos, 2001.

METFORM. Steel Deck. Catálogo de produtos.

REIS, António; CAMOTIM, Dinar. **Estabilidade estrutural**. Lisboa: Mcgraw-Hill, 2001.

SANTOS, L. B. dos. **Influência da rigidez das ligações em estruturas de aço**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos (USP), São Carlos, 1998.

SILVA, P. G. D. da. **Análise da ação de diafragma em estruturas porticadas de betão armado**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra 2018.

SILVA, R. G. L. da. **Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall Building Structures: Analysis and Design**. New York: John Willey & Sons, 1991.

SOUZA, A. S. C. de. **Análise da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2009. Relatório final processo 07/03839-0 – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

ZIEMIAN, R. D. (org.). **Guide to stability design criteria for metal structures**. 6th ed. Hoboken: John Willey & Sons, 2010.

APÊNDICE A – CÁLCULO DAS AÇÕES PERMANENTES

A.1. Cargas sobre lajes e vigas

As ações devidas a revestimentos, forros, divisórias internas e impermeabilização foram consideradas segundo os valores orientados pela NBR 6120:2019. É importante salientar que o peso próprio dos elementos estruturais metálicos é contabilizado diretamente pelo software (SAP2000) em função do perfil adotado.

Quanto às lajes, estas foram consideradas como sendo do tipo *steel deck*. As especificações das lajes utilizadas foram feitas com base no catálogo disponibilizado pela empresa METFORM.

Foi considerada também a aplicação sobre as vigas de borda dos pavimentos das cargas devido aos fechamentos do edifício. Foi considerada a utilização de uma fachada cortina em vidro, de valor de carga distribuída igual a 1,25 kN/m.

Abaixo são listadas as características principais das lajes selecionadas, bem como os valores de peso próprio e das demais ações que nelas atuam.

Lajes de piso (MF-75 140mm de altura e steel deck 0,95mm):

Peso próprio: 2,52 kN/m²

Revestimento: 1,0 kN/m²

Forro e inst. de serviços: 0,5 kN/m²

Divisórias: 0,50 kN/m²

Laje de cobertura (MF-75 130mm de altura e steel deck 0,80mm)

Peso próprio: 2,27 kN/m²

Forro e inst. de serviços: 0,5 kN/m²

Impermeabilização e telhamento: 2,15 kN/m²

Vigas principais de borda

Fechamento, nas vigas externas (fachada cortina em vidro): 1,25 kN/m

A.2. Cargas de reservatório

Outra ação considerada consiste nas cargas provenientes dos reservatórios superiores das edificações. Os reservatórios tiveram suas cargas estimadas conforme as recomendações apresentadas por Creder (2006). As seguintes considerações foram adotadas:

- Uso da edificação: prédio de escritórios
- Taxa de ocupação: $T_{X1} = 2,5 \text{ m}^2/\text{pessoa}$ (térreo) e $T_{X2} = 6 \text{ m}^2/\text{pessoa}$ (escritórios)
- Consumo per capita: $q_{pc} = 50 \text{ L per capita}$

Desses dados, pode-se estimar o volume total a ser reservado. Deve-se ressaltar que após realizados os cálculos de consumo diário, estima-se o volume total de reservação V_{total} observando-se as recomendações técnicas de que este seja calculado para atender a dois dias de consumo e que seja considerada uma adição de 20% sobre o volume total, como forma de compor uma reserva de incêndio. Abaixo demonstra-se o procedimento de cálculo do volume total de reservação para os modelos com 20 pavimentos. De maneira análoga é feito para os demais modelos, cujos resultados estão na Tabela A.2-1.

- Total de pessoas: $1296/2,5 + 1296/6,0 \times 19 = 4623 \text{ pessoas}$
- Consumo diário: $50 \times 4623 = 231.150 \text{ L}/\text{dia} = 231,15 \text{ m}^3$
- Volume total de reservação: $231,15 \text{ m}^3 \times 2 \times 1,2 = 554,76 \text{ m}^3$

Tabela A.2-1 – Cálculo dos volumes totais de reservação.

MODELO	nº pav.	Área (m²/pav.)	Tx. (m²/pessoa)		q_{pc}	Total Pessoas	Consumo diário (m³/dia)	V_{total} (m³)
			T_{X1}	T_{X2}				
1	20	1296	2,5	6,0	50	4623	231,15	554,76
2	15	1296	2,5	6,0	50	3543	177,15	425,16
3	10	1296	2,5	6,0	50	2463	123,15	295,56

Fonte: Autor, 2020.

Para o cálculo dos reservatórios superiores ($V_{sup.}$), que são os responsáveis pelas cargas sobre os pilares, segue-se a recomendação de que estes tenham 40% do volume total estimado.

Em função do grande volume de reservação superior, optou-se por dividi-lo em dois reservatórios, com as dimensões abaixo indicadas. Essa solução foi empregada como forma de evitar altas cargas sobre os pilares que receberão os reservatórios.

As dimensões L_1 e L_2 foram adotadas a partir do distanciamento entre pilares das edificações. A partir da área da base do reservatório, calcula-se a altura do nível d'água e assim, a altura das paredes do reservatório. As espessuras das paredes e fundo do reservatório foram adotadas como mostrado na Tabela A.2-2.

Tabela A.2-2 – Dimensões dos reservatórios.

$V_{sup.}$ (m ³)	V_{reserv} (m ³)	L_1 int. (m)	L_2 int. (m)	A_{base} (m ²)	$h_{N.A}$ (m)	h_{par} (m)	$e_{par.}$ (m)	e_{fundo} (m)	e_{tampa} (m)
221,90	110,95	12,0	6,0	72,0	1,5	1,8	0,1	0,12	0,10
170,06	85,03	12,0	6,0	72,0	1,2	1,5	0,1	0,12	0,10
118,22	59,11	12,0	6,0	72,0	0,8	1,1	0,1	0,10	0,10

Fonte: Autor, 2020.

Das dimensões, torna-se possível determinar o volume de concreto e, portanto, o peso próprio do reservatório. A esse valor é somado o peso próprio da água, resultando na carga total que se deseja determinar. Das dimensões da Tabela A.2-3 e com uso dos valores de peso específico do concreto igual a 25 kN/m^3 e da água igual a 10 kN/m^3 , calculam-se as cargas sobre os pilares. Ressalta-se que a carga de cada reservatório é uniformemente distribuída em 6 pilares. Os valores finais estão organizados na Tabela A.2-3.

Tabela A.2-3 – Cargas finais devidas aos reservatórios.

MODELO	$V_{concreto}$ (m ³)	$P_{concreto}$ (kN)	V_{agua} (m ³)	P_{agua} (kN)	P_{total} (kN)	P_{pilar} (kN)
1	22,80	569,88	110,95	1109,52	1679,40	279,90
2	21,55	538,83	85,03	850,32	1389,15	231,53
3	18,54	463,50	59,11	591,12	1054,62	175,77

Fonte: Autor, 2020.

APÊNDICE B – CÁLCULO DAS AÇÕES VARIÁVEIS

B.1. Sobrecargas

Para os valores de sobrecarga, definidas em função do uso do piso em questão, foram utilizados os valores orientados pela NBR 6120:2019. Foram então adotadas sobrecargas de valores iguais a 1kN/m² para a cobertura e 3kN/m² para os demais pisos.

Para o dimensionamento dos pilares é feito o uso da redução de sobrecargas ao longo da altura da edificação, como permitido pela NBR 6120:2019. Para as reduções, as sobrecargas de cada piso são multiplicadas pelo coeficiente de redução α_n , cujos valores são apresentados na Tabela B.1-1.

Tabela B.1-1 – Valores do coeficiente de redução α_n .

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Multiplicador α_n das cargas variáveis
1 a 3	1,0
4	0,8
5	0,6
6 ou mais	0,4

Fonte: NBR 6120:2019.

Essas reduções são aplicáveis apenas para uma sequência de pisos de mesmo tipo de uso.

B.2. Cargas de vento

As cargas de vento são calculadas de acordo com a NBR 6123:1988. Para edifícios de uma edificação retangular em planta, a ação do vento é calculada com base na chamada de Força de Arrasto. Faz-se necessário, previamente, calcular os parâmetros relacionados às características locais do vento. As hipóteses adotadas são listadas a seguir.

- Velocidade Básica do vento: $V_0 = 30 \text{ m/s}$
- Fator Topográfico: $S_1 = 1,0$
- Fator Estatístico: $S_3 = 1,0$
- Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2):
Categoria IV, Classe C

Em função da categoria do terreno e classe da edificação, o fator S_2 é calculado a partir da Equação B.1.

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{B. 1})$$

Onde:

b é o parâmetro meteorológico, de valor $b = 0,84$;

F_r é o fator de rajada, de valor $F_r = 0,95$;

p é o expoente da lei potencial de variação de S_2 , de valor $p = 0,135$;

z é a cota acima do terreno, correspondente aqui a cada nível considerado da edificação.

Assim, a expressão para determinação do fator S_2 torna-se:

$$S_2 = 0,84 \cdot 0,95 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,135} \quad (\text{B. 2})$$

Dos fatores e a partir da velocidade básica do vento, calcula-se a velocidade característica do vento V_k expressa pela Equação B.3:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{B. 3})$$

Onde:

V_0 é a velocidade básica do vento;

S_1 , S_2 e S_3 são os fatores topográfico, estatístico e gerais da edificação.

A velocidade característica do vento permite então que se determine a pressão dinâmica q , dada pela Equação B.4.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{B. 4})$$

Onde:

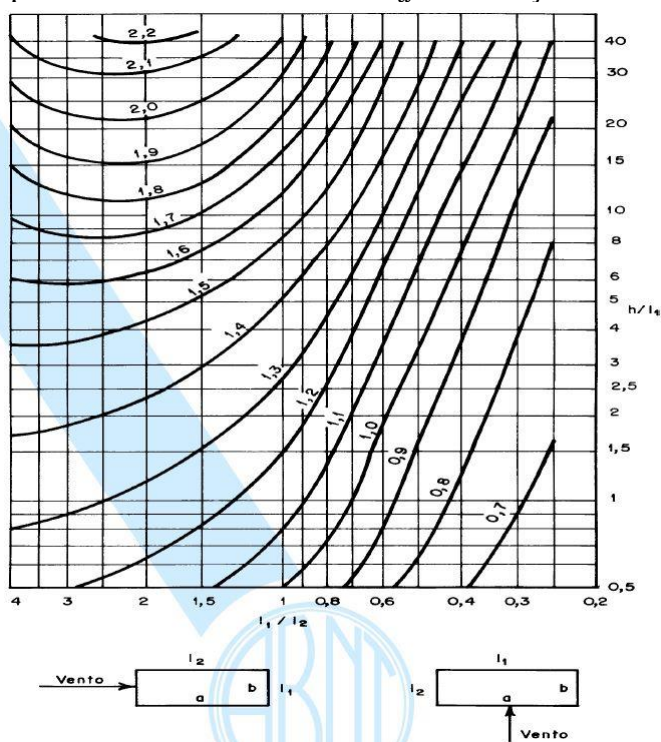
V_k é a velocidade característica do vento.

É necessário também a determinação do coeficiente de arrasto C_a , que depende exclusivamente das características geométricas da edificação e é determinado por consulta a

ábacos trazidos pela NBR 6123:1988. Para a determinação do coeficiente C_a numa dada direção são utilizadas as dimensões em planta l_1 (dimensão perpendicular à direção considerada) e l_2 (dimensão paralela à direção considerada) e a altura h da edificação. A partir das razões l_1/l_2 e h/l_1 é determinado o valor de C_a .

Para este estudo foi considerada a condição de baixa turbulência na incidência do vento sobre as edificações, sendo desconsiderada a ocorrência de excentricidades na atuação do vento sobre as fachadas dos edifícios. Assim, os coeficientes de arrasto utilizados no estudo são determinados através do ábaco da Figura B.2-1, reproduzido da NBR 6123:1988.

Figura B.2-1 – Ábaco para o coeficiente de arrasto C_a em situações de baixa turbulência.



A Tabela B.2-1 apresenta os valores para os coeficientes de arrasto utilizados no estudo.

Tabela B.2-1 – Valores utilizados de C_a para as três alturas de edificações em estudo.

COEFICIENTES DE ARRASTO C_a									
DIREÇÃO	l_1 (m)	l_2 (m)	l_1/l_2	h = 30 m		h = 45 m		h = 60 m	
				h/l_1	C_a	h/l_1	C_a	h/l_1	C_a
X	24	54	0,44	1,25	0,85	1,88	0,88	2,50	0,9
Y	54	24	2,25	0,56	1,2	0,83	1,25	1,11	1,3

Fonte: Autor, 2020.

Por fim, calcula-se a Força de Arrasto F_a que atua em cada uma das duas direções consideradas da edificação. O módulo dessa força é calculado pela Equação B.5.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{B.5})$$

Onde:

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica do vento;

A_e é a área frontal efetiva da edificação, que aqui coincide com suas áreas de fachada.

Seguindo a metodologia apresentada, os valores das cargas estáticas de vento utilizados na análise estrutural encontram-se organizados nas Tabela B.2-2, Tabela B.2-3 e Tabela B.2-4. As forças são calculadas em trechos de 3 metros cada, coincidentes com a altura dos pavimentos.

Tabela B.2-2 – Cargas de vento nas direções x e y para os modelos com 10 pavimentos.

10 PAVIMENTOS								
z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_2$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	C_{ax}	C_{ay}	F_{ax} (kN)	F_{ay} (kN)
3	30	0,68	20,35	0,25			15,53	49,34
6	30	0,74	22,34	0,31			18,73	59,50
9	30	0,79	23,60	0,34			20,90	66,38
12	30	0,82	24,54	0,37			22,59	71,74
15	30	0,84	25,29	0,39			23,99	76,20
18	30	0,86	25,92	0,41	0,85	1,20	25,20	80,04
21	30	0,88	26,46	0,43			26,27	83,45
24	30	0,90	26,94	0,45			27,23	86,51
27	30	0,91	27,38	0,46			28,11	89,30
30	30	0,93	27,77	0,47			28,93	91,88

Fonte: Autor, 2020.

Tabela B.2-3– Cargas de vento nas direções x e y para os modelos com 15 pavimentos.

15 PAVIMENTOS								
z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_2$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	C_{ax}	C_{ay}	F_{ax} (kN)	F_{ay} (kN)
3	30	0,68	20,35	0,25			16,08	51,40
6	30	0,74	22,34	0,31			19,39	61,98
9	30	0,79	23,60	0,34			21,64	69,15
12	30	0,82	24,54	0,37			23,38	74,73
15	30	0,84	25,29	0,39			24,84	79,37
18	30	0,86	25,92	0,41			26,09	83,38
21	30	0,88	26,46	0,43			27,20	86,92
24	30	0,90	26,94	0,45	0,85	1,20	28,20	90,11
27	30	0,91	27,38	0,46			29,11	93,03
30	30	0,93	27,77	0,47			29,95	95,71
33	30	0,94	28,13	0,48			30,73	98,20
36	30	0,95	28,46	0,50			31,46	100,54
39	30	0,96	28,77	0,51			32,14	102,74
42	30	0,97	29,06	0,52			32,79	104,81
45	30	0,98	29,33	0,53			33,41	106,78

Fonte: Autor, 2020.

Tabela B.2-4 – Cargas de vento nas direções x e y para os modelos com 20 pavimentos.

20 PAVIMENTOS								
z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_2$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	C_{ax}	C_{ay}	F_{ax} (kN)	F_{ay} (kN)
3	30	0,68	20,35	0,25			16,45	53,46
6	30	0,74	22,34	0,31			19,83	64,46
9	30	0,79	23,60	0,34			22,13	71,91
12	30	0,82	24,54	0,37			23,91	77,72
15	30	0,84	25,29	0,39			25,40	82,55
18	30	0,86	25,92	0,41			26,68	86,71
21	30	0,88	26,46	0,43			27,82	90,40
24	30	0,90	26,94	0,45			28,84	93,72
27	30	0,91	27,38	0,46			29,77	96,75
30	30	0,93	27,77	0,47	0,90	1,30	30,63	99,54
33	30	0,94	28,13	0,48			31,43	102,13
36	30	0,95	28,46	0,50			32,17	104,56
39	30	0,96	28,77	0,51			32,88	106,85
42	30	0,97	29,06	0,52			33,54	109,00
45	30	0,98	29,33	0,53			34,17	111,05
48	30	0,99	29,59	0,54			34,77	113,01
51	30	0,99	29,83	0,55			35,34	114,87
54	30	1,00	30,06	0,55			35,89	116,66
57	30	1,01	30,28	0,56			36,42	118,37
60	30	1,02	30,49	0,57			36,93	120,02

Fonte: Autor, 2020.

B.3. Cargas nocionais

Seguindo o procedimento indicado pela ABNT NBR 8800:2008, as cargas nocionais são adicionadas nos modelos a partir da aplicação de cargas pontuais horizontais nos topos dos pilares e de valor igual a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo. As mesmas são aplicadas separadamente nas duas direções principais das edificações.

Como o cálculo das cargas nocionais é função, dentre outras cargas, do peso dos elementos metálicos, seus valores devem voltar a ser atualizados sempre que mudanças nos perfis dos elementos for apontada como necessária pelos procedimentos de verificação dos mesmos aos Estados-Limite Último e de Serviço.

No entanto, como o peso próprio das estruturas metálicas é pequeno quando comparado com os valores das demais cargas atuantes, os valores das cargas nocionais são quase que completamente definidos pelas demais cargas gravitacionais atuantes.

APÊNDICE C - COMBINAÇÕES DE AÇÕES

C.1. Combinações para Estados-Limites de Serviço

- *Combinação quase permanente de serviço:*

As combinações quase permanentes de serviço são representadas pela Equação C.1, retirada da ABNT NBR 8800:2008.

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

Onde:

$F_{Gi,k}$ são as ações permanentes atuantes;

$F_{Qj,k}$ são as ações variáveis atuantes;

ψ_{2j} são os fatores de redução das ações variáveis consideradas.

Por consulta à ABNT NBR 8800:2008, os coeficientes ψ_2 das ações variáveis consideradas (vento e sobrecargas) são adotados. Para a ação do vento, utiliza-se $\psi_2 = 0$. Para as sobrecargas, utiliza-se $\psi_2 = 0,4$. Assim, a combinação quase permanente de serviço assume a forma da Equação C.2:

$$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + 0,4SC \quad (C.2)$$

Onde:

PP é o peso próprio dos elementos metálicos;

PL é o peso próprio das lajes;

PE é o peso próprio dos elementos construtivos (divisórias, forros e instalações de serviço, revestimentos, cortina de vidro, telhamento e impermeabilização);

PR é a carga do reservatório;

SC é a sobrecarga de norma sobre os pavimentos.

- **Combinações raras de serviço:**

A Equação C.3, retirada da ABNT NBR 8800:2008 representa de maneira algébrica as combinações raras de serviço.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (C.3)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ são as ações permanentes atuantes;

$F_{Q1,k}$ é a ação variável principal;

ψ_{2j} são os fatores de redução das ações variáveis consideradas;

$F_{Qj,k}$ são as demais ações variáveis.

Os fatores de redução ψ_1 são consultados na ABNT NBR 8800:2008, fornecendo os valores de $\psi_1 = 0,3$ para as ações do vento e $\psi_1 = 0,6$ para as sobrecargas. A partir desses valores e da Equação C.3, são então obtidas as combinações raras de serviço representadas nas Equações C.4 a C.7:

$$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + V_x + 0,6 \cdot SC \quad (C.4)$$

$$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + V_y + 0,6 \cdot SC \quad (C.5)$$

$$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + SC + 0,3 \cdot V_x \quad (C.6)$$

$$F_{ser} = (PP + PL + PE + PR) + SC + 0,3 \cdot V_y \quad (C.7)$$

Onde:

V_x e V_y são, respectivamente, as ações do vento na direção x e y.

C.2. Combinações para Estados-Limites Últimos

Para as verificações da estrutura quanto ao seu Estado-Limite Último foram empregadas combinações últimas normais, representadas pela Equação C.8.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (C.8)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ são as ações permanentes atuantes;

γ_{gi} são os coeficientes de ponderação das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é a ação variável principal;

γ_{qi} é o coeficiente de ponderação da ação variável principal;

γ_{qj} são os coeficientes de ponderação das demais ações variáveis;

$F_{Qj,k}$ são as demais ações variáveis;

ψ_{0j} são os fatores de redução das ações variáveis.

Os valores de γ_g , γ_q e ψ_0 são adotados segundo a ABNT NBR 8800:2008 e estão listados na Tabela C.1-1.

Tabela C.1-1 – Coeficientes de combinação e de redução das ações consideradas.

AÇÃO	γ_g	γ_q	ψ_0
PP	1,25	-	-
PL	1,40	-	-
PE	1,50	-	-
PR	1,40	-	-
SC	-	1,50	0,70
V	-	1,40	0,60

Fonte: Autor, 2020.

As combinações últimas normais consideradas são obtidas alternando-se a ação variável principal. As ações do vento e as forças nocionais devem ser consideradas separadamente nas duas direções principais da edificação. As combinações consideradas são então apresentadas nas Equações C.9 a C.15:

- Vento como ação variável principal:

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,40 V_x + 1,05 SC \quad (C.9)$$

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,40 V_y + 1,05 SC \quad (C.10)$$

- Sobrecarga como ação variável principal:

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,50 SC + 0,84 V_x \quad (C.11)$$

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,50 SC + 0,84 V_y \quad (C.12)$$

- Ação do vento, sem atuação de sobrecarga:

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,40 V_x \quad (C.12)$$

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,40 V_y \quad (C.13)$$

- Sobrecarga, sem atuação do vento (força nocional como carregamento lateral mínimo):

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,50 SC + FN_x \quad (C.14)$$

$$F_{ser} = (1,25 PP + 1,40 PL + 1,50 PE + 1,40 PR) + 1,50 SC + FN_y \quad (C.15)$$

APÊNDICE D – EXEMPLO DE ROTINA DE DIMENSIONAMENTO

Na página seguinte é apresentado o roteiro implementado no software MathCad Prime 5.0 utilizado nas verificações de elementos flexo-comprimidos. Mostra-se esse roteiro por incluir verificações aos efeitos de compressão e flexão, que podem ser aplicadas isoladamente a elementos que porventura apresentem apenas um desses tipos de solicitação.

PILARES EM AÇO ABNT NBR 8800:2008

1. DADOS DE ENTRADA

1.1. ESFORÇOS SOLICITANTES

1.1.1. Direção Z

Força axial de compressão solicitante de cálculo $N_{c.Sd} := 5493.27 \text{ kN}$

1.1.2. Direção X

Esforço cortante solicitante de cálculo $V_{x.Sd} := 109.09 \text{ kN}$

Momento fletor max (c/ efeitos de 2a ordem)..... $M_{x.Sd} := 0.0 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

1.1.3. Direção Y

Esforço cortante solicitante de cálculo $V_{y.Sd} := 0.0 \text{ kN}$

Momento fletor max (c/ efeitos de 2a ordem)..... $M_{y.Sd} := 23358.36 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

1.2. PROPRIEDADES DO PILAR

Coeficiente de flambagem na direção X $K_x := 1.0$

Coeficiente de flambagem na direção Y $K_y := 1.0$

Coeficiente de flambagem por torção na direção Z $K_z := 1.0$

Comprimento direção X $L_x := 300 \text{ cm}$

Comprimento direção Y $L_y := 300 \text{ cm}$

Comprimento direção Z $L_z := 300 \text{ cm}$

Vão da viga-coluna $L := 300 \text{ cm}$

Comprimento destravado..... $L_b := 300 \text{ cm}$

Espaçamento entre enrijecedores $a := 300 \text{ cm}$

1.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

Resistência ao escoamento $f_y := 345 \text{ MPa}$

Resistência à ruptura $f_u := 450 \text{ MPa}$

Tensões residuais $\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 103.5 \text{ MPa}$

Módulo de Elasticidade longitudinal $E := 160 \text{ GPa}$

Módulo de Elasticidade transversal $G := 0.385 \cdot E = 61.6 \text{ GPa}$

1.4. COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Coeficiente de ponderação do aço estrutural $\gamma_{a1} := 1.1$

Coeficiente para cálculo da largura efetiva $c_a := 0.34$

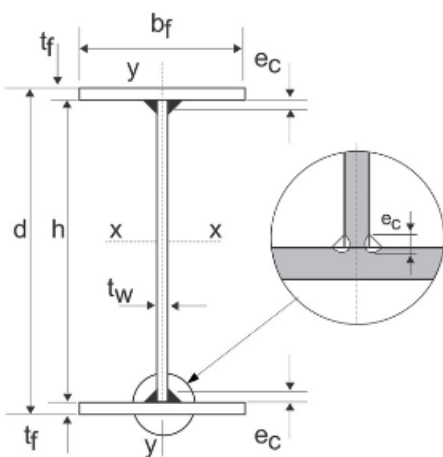
2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE CÁLCULO

2.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO PERFIL

DIGITAR NOME DO PERFIL ----->

Perfil := "CVS-650 x 252"

Tipo := "Soldado"



$m = 252 \frac{kg}{m}$

$J = 532.89 \text{ cm}^4$

$r_y = 10.879 \text{ cm}$

$h = 600 \text{ mm}$

$C_w = (3.71 \cdot 10^7) \text{ cm}^6$

$Z_y = (2.57 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$

$d = 650 \text{ mm}$

$r_x = 27.832 \text{ cm}$

$W_y = (1.688 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$

$b_f = 450 \text{ mm}$

$Z_x = 8471.25 \text{ cm}^3$

$I_y = 37989.231 \text{ cm}^4$

$A = 321 \text{ cm}^2$

$W_x = (7.651 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$

Centro
cisalhamento:

$t_w = 16 \text{ mm}$

$I_x = 248643.75 \text{ cm}^4$

$x_0 := 0 \text{ mm}$

$y_0 := 0 \text{ mm}$

$t_f = 25 \text{ mm}$

2.2. VERIFICAÇÃO DO LIMITE DE ESBELTEZ PARA BARRAS COMPRIMIDAS

$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 10.78$

$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 27.58$

```

Check := || if  $\lambda_x > 200$ 
          ||   || resp ← "esbeltez inválida"
          || also if  $\lambda_y > 200$ 
          ||   || resp ← "esbeltez inválida"
          || else
          ||   || resp ← "esbeltez válida"
    
```

Check = "esbeltez válida"

2.3. FORÇA AXIAL DE FLAMBAGEM ELÁSTICA

2.3.1. Flambagem por flexão em torno de X

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

$$N_{ex} = 436269.413 \text{ kN}$$

2.3.2. Flambagem por flexão em torno de Y

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

$$N_{ey} = 66655.765 \text{ kN}$$

2.3.2. Flambagem por torção em torno de Z

$$r_0 := \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} = 29.882 \text{ cm}$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + J \cdot G \right)$$

$$N_{ez} = 76574.279 \text{ kN}$$

2.3.4. Carga crítica de flambagem

$$N_e := \min \left(\begin{array}{l} N_{ex} \\ N_{ey} \\ N_{ez} \end{array} \right)$$

$$N_e = 66655.765 \text{ kN}$$

$$\text{caso} := \begin{cases} \text{if } N_e = N_{ex} \\ \quad \text{“Flambagem em X”} \\ \text{if } N_e = N_{ey} \\ \quad \text{“Flambagem em Y”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Torção em Z”} \end{cases}$$

$$\text{caso} = \text{“Flambagem em Y”}$$

2.4. VERIFICAÇÕES DE FLAMBAGEM LOCAL

2.4.1. Verificação de flambagem da alma do perfil

2.4.1.1. Esbeltez da alma

Para perfis I, H ou U (Grupo 2, Anexo F), considera-se o limite a seguir:

$$\frac{h}{t_w} = 37.5$$

$$\text{lim.AA} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 32.09$$

$$\text{resp} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} < \text{lim.AA} \\ \quad \text{“esbeltez menor do que a limite”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“necessário avaliar a área efetiva da seção”} \end{cases}$$

$$\text{resp} = \text{“necessário avaliar a área efetiva da seção”}$$

2.4.1.2. Área efetiva da seção

$$b_{ef} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} < \text{lim.AA} \\ \quad b_f \\ \text{else} \\ \quad \min \left(1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{c_a}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right), h \right) \end{cases}$$

$$b_{ef} = 532.391 \text{ mm}$$

$$A_{ef} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} < \text{lim.AA} \\ \quad A_{ef} \leftarrow A \\ \text{else} \\ \quad A_{ef} \leftarrow A - (h - b_{ef}) \cdot t_w \end{cases}$$

$$A_{ef} = 310.183 \text{ cm}^2$$

2.4.1.3. Coeficiente de redução

$$Q_A := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} < \text{lim.AA} \\ \quad Q_A \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ \quad Q_A \leftarrow \frac{A_{ef}}{A} \end{cases}$$

$$Q_A = 0.966$$

2.4.2. Verificação de flambagem da mesa do perfil

2.4.2.1. Esbeltez da mesa

Coeficiente k_c :

$$k_c := \begin{cases} \text{if } \text{Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \quad 1.0 \\ \text{if } \text{Tipo} = \text{"Soldado"} \\ \quad \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \end{cases}$$

$$k_c = 0.653$$

Para perfis I, H ou U laminados (Grupo 4, Anexo F), considera-se o limite a seguir:

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 9$$

$$\text{lim.AL} := 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}} = 11.14$$

$$resp := \begin{cases} \text{if } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \text{lim.AL} \\ \quad \text{"esbeltez menor do que a limite"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"esbeltez maior do que a limite"} \end{cases}$$

$resp = \text{"esbeltez menor do que a limite"}$

2.4.2.2. Coeficiente de redução

$$Q_S := \begin{cases} \text{if } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \text{lim.AL} \\ \quad Q_S \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 1.17 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \quad \quad Q_S \leftarrow 1.415 - 0.65 \cdot \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{k_c \cdot E}} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad Q_S \leftarrow \frac{(0.90 \cdot E \cdot k_c)}{f_y \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^2} \end{cases}$$

$Q_S = 1$

2.4.3. Fator de redução Q

$$Q := Q_A \cdot Q_S = 0.966$$

2.5. VERIFICAÇÕES DE FLAMBAGEM GLOBAL

2.5.1. Índice de esbeltez reduzido

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 0.401$$

2.5.2. Fator de redução χ

$$\chi := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \quad \chi \leftarrow 0.658 \lambda_0^2 \\ \text{else} \\ \quad \chi \leftarrow \frac{0.877}{\lambda_0^2} \end{cases}$$

$\chi = 0.935$

2.5.3. Força axial resistente de cálculo

$$N_{c.Rd} := \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 9096.22 \text{ kN}$$

2.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À COMPRESSÃO

$$N_{c.Sd} = 5493.27 \text{ kN}$$

$$N_{c.Rd} = 9096.216 \text{ kN}$$

```
compres := || if  $N_{c.Sd} \leq N_{c.Rd}$ 
           || || "compressão atendida"
           || else
           || || "falha à compressão"
```

$$coef_compressao := \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} = 0.604$$

compres = "compressão atendida"

3. RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO DE CÁLCULO

3.1. MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO X

3.1.1. Flambagem local da alma (FLA)

3.1.1.1. Índice de esbeltez

Para seção I c/ 2 eixos de simetria, e seções U, não sujeitas a torção, fletidas em relação ao eixo de maior inércia.

$$\lambda_a := \frac{h}{t_w} = 37.5$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 80.973$$

$$\lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 122.751$$

```
clas.alma := || if  $\lambda_a \leq \lambda_p$ 
             || || resp ← "alma compacta"
             || if  $\lambda_a > \lambda_r$ 
             || || resp ← "alma esbelta"
             || if  $\lambda_p < \lambda_a \leq \lambda_r$ 
             || || resp ← "alma semicompacta"
```

clas.alma = "alma compacta"

```
obs := || if  $\lambda_a \leq \lambda_r$ 
       || || "Roteiro de dimensionamento é válido"
       || else
       || || "Roteiro de dimensionamento é inválido. Ver Anexo H"
```

obs = "Roteiro de dimensionamento é válido"

3.1.1.2. Momento de plastificação

$$M_{pl} := f_y \cdot Z_x$$

$$M_{pl} = 292258.125 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.1.3. Momento de proporcionalidade

$$M_r := f_y \cdot W_x \quad M_r = 263944.904 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.1.4. Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da alma (FLA)

$$M_{xRdFLA} := \begin{cases} \text{if } \text{clas.alma} = \text{"alma compacta"} \\ \left\| \frac{(M_{pl})}{\gamma_{a1}} \right\| \\ \text{if } \text{clas.alma} = \text{"alma semicompacta"} \\ \left\| \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda_a - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right\| \\ \text{if } \text{clas.alma} = \text{"alma esbelta"} \\ \left\| \text{"Viga de alma esbelta. Ver Anexo H"} \right\| \end{cases}$$

$$M_{xRdFLA} = 265689.2 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2. Flambagem local da mesa (FLM)

3.1.2.1. Coeficiente k_c

$$k_c := \begin{cases} \text{if } \text{Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \left\| 1.0 \right\| \\ \text{if } \text{Tipo} = \text{"Soldado"} \\ \left\| \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \right\| \end{cases} \quad k_c = 0.653$$

3.1.2.2. Índice de esbeltez

Para seção I c/ 2 eixos de simetria, não sujeita a torção, fletida em relação ao eixo de maior inércia.

$$\lambda_m := \frac{b_f}{2 t_f} = 9$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 8.18$$

$$\lambda_r := \begin{cases} \text{if } \text{Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \left\| 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} \right\| \\ \text{if } \text{Tipo} = \text{"Soldado"} \\ \left\| 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) k_c}} \right\| \end{cases} \quad \lambda_r = 19.76$$

$$\begin{array}{l}
 \text{clas.mesa} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \lambda_m \leq \lambda_p \\
 \quad \text{resp} \leftarrow \text{“mesa compacta”} \\
 \text{if } \lambda_m > \lambda_r \\
 \quad \text{resp} \leftarrow \text{“mesa esbelta”} \\
 \text{if } \lambda_p < \lambda_m \leq \lambda_r \\
 \quad \text{resp} \leftarrow \text{“mesa semicompacta”}
 \end{array} \right. \\
 \text{clas.mesa} = \text{“mesa semicompacta”}
 \end{array}$$

3.1.2.3. Momento de plastificação

$$M_{pl} = 292258.125 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.4. Momento de proporcionalidade

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \quad M_r = 184761.433 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.4. Momento fletor de flambagem elástica

$$W_c := W_x \quad \text{Seção do pilar completamente comprimida.}$$

$$\begin{array}{l}
 M_{cr} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } Tipo = \text{“Laminado”} \\
 \quad \frac{0.69 \cdot E \cdot W_c}{\lambda_m^2} \\
 \text{if } Tipo = \text{“Soldado”} \\
 \quad \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c \cdot W_c}{\lambda_m^2}
 \end{array} \right. \\
 M_{cr} = 888415.274 \text{ kN} \cdot \text{cm}
 \end{array}$$

3.1.2.5. Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da mesa (FLM)

$$\begin{array}{l}
 M_{xRdFLM} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \text{clas.mesa} = \text{“mesa compacta”} \\
 \quad \frac{(M_{pl})}{\gamma_{a1}} \\
 \text{if } \text{clas.mesa} = \text{“mesa semicompacta”} \\
 \quad \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda_m - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \\
 \text{if } \text{clas.mesa} = \text{“mesa esbelta”} \\
 \quad \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}
 \end{array} \right. \\
 M_{xRdFLM} = 258797.52 \text{ kN} \cdot \text{cm}
 \end{array}$$

3.1.3. Flambagem lateral com torção (FLT)

3.1.3.1. Índice de esbeltez

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 27.58$$

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 37.9$$

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{E \cdot J} = 0.022 \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 106.67$$

$$\text{clas.pilar} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \quad \text{resp} \leftarrow \text{“pilar curto”} \\ \text{if } \lambda > \lambda_r \\ \quad \text{resp} \leftarrow \text{“pilar longo”} \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \quad \text{resp} \leftarrow \text{“pilar intermediário”} \end{cases}$$

clas.pilar = “pilar curto”

3.1.2.3. Momento de plastificação

$$M_{pl} = 292258.125 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.4. Momento de proporcionalidade

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x$$

$$M_r = 184761.433 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.5. Fator de modificação para diagrama de momentos fletores não-uniforme

$$M_{xA} := 0.01 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{xB} := 0.01 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{xC} := 0.01 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{xMAX} := M_{xSd}$$

$$M_{xMAX} = 0 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$R_m := 1$$

Seções em geral, duplamente simétricas.

$$C_b := \min \left(\frac{12.5 \cdot M_{xMAX}}{2.5 \cdot M_{xMAX} + 3 M_{xA} + 4 \cdot M_{xB} + 3 M_{xC}} \cdot R_m, 3 \right)$$

$$C_b := 3$$

3.1.2.5. Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)}$$

$$M_{cr} = 6404570.851 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.6. Momento fletor resistente de cálculo para flambagem lateral com torção (FLT)

$$M_{xRdFLT} := \begin{cases} \text{if } \text{clas.pilar} = \text{"pilar curto"} \\ \left| \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right| \\ \text{if } \text{clas.pilar} = \text{"pilar intermediário"} \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right) \right| \\ \text{if } \text{clas.pilar} = \text{"pilar longo"} \\ \left| \min \left(\frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right) \right| \end{cases}$$

$M_{xRdFLT} = 265689.2 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

3.1.4. Momento fletor resistente de cálculo

Considerando o momento fletor máximo que assegura a validade de análise elástica:

$$M_{xRdMAX} := \frac{1.5 \cdot W_x \cdot f_y}{1.1}$$

$M_{xRdMAX} = 359924.869 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

$$M_{x.Rd} := \min (M_{xRdFLA}, M_{xRdFLM}, M_{xRdFLT}, M_{xRdMAX})$$

$M_{x.Rd} = 258797.519 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

3.1.5. Verificação da segurança à flexão no eixo X

$$M_{x.Sd} = 0 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{x.Rd} = 258797.519 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$\text{flexão.x} := \begin{cases} \text{if } M_{x.Sd} \leq M_{x.Rd} \\ \left| \begin{array}{l} \text{"flexão em x atendida"} \\ \text{else} \\ \text{"falha à flexão em x"} \end{array} \right| \\ \end{cases}$$

$\text{coef_flexao_x} := \frac{M_{x.Sd}}{M_{x.Rd}} = 0$

$\text{flexão.x} = \text{"flexão em x atendida"}$

3.2. MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO Y

3.2.1. Flambagem local da alma (FLA)

3.2.1.1. Índice de esbeltez

Para seção I c/ 2 eixos de simetria, não sujeita a torção, fletida em relação ao eixo de maior inércia.

$$\lambda_a := \frac{h}{t_w} = 37.5$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 80.973$$

$$\lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 122.751$$

$$\begin{array}{l}
 \text{clas.alma} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \lambda_a \leq \lambda_p \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{resp} \leftarrow \text{"alma compacta"}
 \end{array} \right. \\
 \text{if } \lambda_a > \lambda_r \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{resp} \leftarrow \text{"alma esbelta"}
 \end{array} \right. \\
 \text{if } \lambda_p < \lambda_a \leq \lambda_r \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{resp} \leftarrow \text{"alma semicompacta"}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\text{clas.alma} = \text{"alma compacta"}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{obs} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \lambda_a \leq \lambda_r \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{"Roteiro de dimensionamento é válido"}
 \end{array} \right. \\
 \text{else} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{"Roteiro de dimensionamento é inválido. Ver Anexo H"}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\text{obs} = \text{"Roteiro de dimensionamento é válido"}$$

3.1.1.2. Momento de plastificação

$$M_{pl} := f_y \cdot Z_y \quad M_{pl} = 88652.922 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.1.3. Momento de proporcionalidade

$$M_r := f_y \cdot W_y \quad M_r = 58250.153 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.1.4. Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da alma (FLA)

$$\begin{array}{l}
 M_{yRdFLA} := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \text{clas.alma} = \text{"alma compacta"} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{\langle M_{pl} \rangle}{\gamma_{a1}}
 \end{array} \right. \\
 \text{if } \text{clas.alma} = \text{"alma semicompacta"} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - \langle M_{pl} - M_r \rangle \cdot \frac{\lambda_a - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)
 \end{array} \right. \\
 \text{if } \text{clas.alma} = \text{"alma esbelta"} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{"alma esbelta. Ver Anexo H"}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$M_{yRdFLA} = 80593.57 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2. Flambagem local da mesa (FLM)

3.1.2.1. Coeficiente k_c

$$\begin{array}{l}
 k_c := \left\{ \begin{array}{l}
 \text{if } \text{Tipo} = \text{"Laminado"} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 1.0
 \end{array} \right. \\
 \text{if } \text{Tipo} = \text{"Soldado"} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{4}{\sqrt{t_w}}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$k_c = 0.653$$

3.1.2.2. Índice de esbeltez

Para seção I c/ 2 eixos de simetria, não sujeita a torção, fletida em relação ao eixo de maior inércia.

$$\lambda_m := \frac{b_f}{2 t_f} = 9$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 8.18$$

$$\lambda_r := \begin{cases} \text{if } Tipo = \text{"Laminado"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} \\ \text{if } Tipo = \text{"Soldado"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\lambda_r = 19.76$$

$$clas.mesa := \begin{cases} \text{if } \lambda_m \leq \lambda_p \\ \quad \left\| \begin{array}{l} resp \leftarrow \text{"mesa compacta"} \\ \text{if } \lambda_m > \lambda_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} resp \leftarrow \text{"mesa esbelta"} \\ \text{if } \lambda_p < \lambda_m \leq \lambda_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} resp \leftarrow \text{"mesa semicompacta"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$clas.mesa = \text{"mesa semicompacta"}$$

3.1.2.3. Momento de plastificação

$$M_{pl} = 88652.922 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.4. Momento de proporcionalidade

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_y$$

$$M_r = 40775.107 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.4. Momento fletor de flambagem elástica

$$W_c := W_y$$

Seção do pilar completamente comprimida.

$$M_{cr} := \begin{cases} \text{if } Tipo = \text{"Laminado"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \frac{0.69 \cdot E \cdot W_c}{\lambda_m^2} \\ \text{if } Tipo = \text{"Soldado"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c \cdot W_c}{\lambda_m^2} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases}$$

$$M_{cr} = 196064.88 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.5. Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da mesa (FLM)

$$M_{yRdFLM} := \begin{cases} \text{if } \text{clas.mesa} = \text{"mesa compacta"} \\ \left\| \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right\| \\ \text{if } \text{clas.mesa} = \text{"mesa semicompacta"} \\ \left\| \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda_m - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right\| \\ \text{if } \text{clas.mesa} = \text{"mesa esbelta"} \\ \left\| \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \right\| \end{cases} \quad M_{yRdFLM} = 77524.09 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.3. Flambagem lateral com torção (FLT)

3.1.3.1. Índice de esbeltez

$$\lambda := \frac{L_b}{r_x} = 10.78$$

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 37.9$$

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) W_y}{E \cdot J} = 0.005 \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_x \cdot J}}{r_x \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_x}}} = 320.28$$

$$\text{clas.pilar} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \text{resp} \leftarrow \text{"pilar curto"} \right\| \\ \text{if } \lambda > \lambda_r \\ \left\| \text{resp} \leftarrow \text{"pilar longo"} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \text{resp} \leftarrow \text{"pilar intermediário"} \right\| \end{cases} \quad \text{clas.pilar} = \text{"pilar curto"}$$

3.1.2.3. Momento de plastificação

$$M_{pl} = 88652.922 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.2.4. Momento de proporcionalidade

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_y$$

$$M_r = 40775.107 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.2.5. Fator de modificação para diagrama de momentos fletores não-uniforme

$$M_{yA} := 14017.37 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{yA} = 14017.37 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{yB} := 4676.39 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{yB} = 4676.39 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{yC} := 5234.3 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{yC} = 5234.3 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{yMAX} := M_{y.Sd}$$

$$M_{yMAX} = 23358.36 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$R_m := 1$$

Seções em geral, duplamente simétricas.

$$C_b := \min \left(\frac{12.5 \cdot M_{yMAX}}{2.5 \cdot M_{yMAX} + 3 M_{yA} + 4 \cdot M_{yB} + 3 M_{yC}} \cdot R_m, 3 \right)$$

$$C_b = 2.165$$

3.1.2.5. Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_x}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_x} \cdot \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)}$$

$$M_{cr} = 11825183.208 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.2.6. Momento fletor resistente de cálculo para flambagem lateral com torção (FLT)

$$M_{yRdFLT} := \begin{cases} \text{if } \text{clas.pilar} = \text{"pilar curto"} \\ \left| \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right| \\ \text{if } \text{clas.pilar} = \text{"pilar intermediário"} \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right) \right| \\ \text{if } \text{clas.pilar} = \text{"pilar longo"} \\ \left| \min \left(\frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \right) \right| \end{cases}$$

$$M_{yRdFLT} = 80593.57 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.4. Momento fletor resistente de cálculo

Considerando o momento fletor máximo que assegura a validade de análise elástica:

$$M_{yRdMAX} := \frac{1.5 \cdot W_y \cdot f_y}{1.1}$$

$$M_{yRdMAX} = 79432.027 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{y.Rd} := \min (M_{yRdFLA}, M_{yRdFLM}, M_{yRdFLT}, M_{yRdMAX})$$

$$M_{y.Rd} = 77524.086 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.5. Verificação da segurança à flexão no eixo X

$$M_{y.Sd} = 23358.36 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{y.Rd} = 77524.086 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$flexão.y := \begin{cases} \text{if } M_{y.Sd} \leq M_{y.Rd} \\ \quad \text{"flexão em y atendida"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"falha à flexão em y"} \end{cases}$$

$$coef_flexao_y := \frac{M_{y.Sd}}{M_{y.Rd}} = 0.301$$

$$flexão.y = \text{"flexão em y atendida"}$$

3.2. EXPRESSÕES DE INTERAÇÃO

$$interação := \begin{cases} \text{if } \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} \geq 0.2 \\ \quad \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{x.Sd}}{M_{x.Rd}} + \frac{M_{y.Sd}}{M_{y.Rd}} \right) \\ \text{if } \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} < 0.2 \\ \quad \frac{N_{c.Sd}}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \left(\frac{M_{x.Sd}}{M_{x.Rd}} + \frac{M_{y.Sd}}{M_{y.Rd}} \right) \end{cases}$$

$$interação = 0.872$$

$$verificação_flexocompressão := \begin{cases} \text{if } interação \leq 1.0 \\ \quad \text{"Condição atendida"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Condição não atendida"} \end{cases}$$

$$verificação_flexocompressão = \text{"Condição atendida"}$$

4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE CÁLCULO

4.1. FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO X

4.1.1. Coeficiente de flambagem cisalhante

$$k_v := \begin{cases} \text{if } \frac{a}{h} > 3 \\ \quad 5 \\ \text{also if } \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{t_w} \right)^2 \\ \quad 5 \\ \text{else} \\ \quad 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} \end{cases}$$

$$k_v = 5$$

4.1.2. Índices de esbeltez

$$\lambda_a := \frac{h}{t_w} \quad \lambda_a = 37.5$$

$$\lambda_p := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 52.97$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_r = 65.971$$

4.1.3. Esforço cortante de plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} := 0.6 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y \quad V_{pl} = 2152.8 \text{ kN}$$

4.1.4. Resistência ao esforço cortante na direção X

$$V_{xRd} := \begin{cases} \text{if } \lambda_a \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda_a \leq \lambda_r \\ \left\| \frac{\lambda_p}{\lambda_a} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \right\| \\ \text{if } \lambda_a > \lambda_r \\ \left\| 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda_a} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \right\| \end{cases} \quad V_{xRd} = 1957.09 \text{ kN}$$

$$verif_cortan_x := \begin{cases} \text{if } V_{x.Sd} \leq V_{xRd} \\ \left\| \text{"cortante em X atendido"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"falha no cortante em X"} \right\| \end{cases} \quad verif_cortan_x = \text{"cortante em X atendido"}$$

$$coef_corte_x := \frac{V_{x.Sd}}{V_{xRd}} = 0.056$$

4.2. FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO Y

4.2.1. Coeficiente de flambagem cisalhante

$$k_v := \begin{cases} \text{if } \frac{a}{h} > 3 \\ \quad \parallel \\ \quad 5 \\ \text{also if } \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{\frac{h}{t_w}}\right)^2 \\ \quad \parallel \\ \quad 5 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \end{cases} \quad k_v = 5$$

4.1.2. Índices de esbeltez

$$\lambda_a := \frac{h}{t_w} \quad \lambda_a = 37.5$$

$$\lambda_p := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 52.97$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_r = 65.971$$

4.1.3. Esforço cortante de plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} := 0.6 \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot f_y \quad V_{pl} = 4657.5 \text{ kN}$$

4.1.4. Resistência ao esforço cortante na direção X

$$V_{yRd} := \begin{cases} \text{if } \lambda_a \leq \lambda_p \\ \quad \parallel \\ \quad \frac{(V_{pl})}{\gamma_{a1}} \\ \text{if } \lambda_p < \lambda_a \leq \lambda_r \\ \quad \parallel \\ \quad \frac{\lambda_p}{\lambda_a} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \\ \text{if } \lambda_a > \lambda_r \\ \quad \parallel \\ \quad 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda_a}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \end{cases} \quad V_{yRd} = 4234.09 \text{ kN}$$

$$\text{verif_cortan_y} := \begin{cases} \text{if } V_{y.Sd} \leq V_{yRd} \\ \quad \text{"cortante em Y atendido"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"falha no cortante em Y"} \end{cases}$$

verif_cortan_y = "cortante em Y atendido"

$$\text{coef_corte_y} := \frac{V_{y.Sd}}{V_{yRd}} = 0$$

5. VERIFICAÇÃO DO ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO

5.1. DESLOCAMENTOS NORMATIVOS

5.1.1. Deslocamento horizontal do topo do pilar em relação à base:

Altura do topo do edifício:

$$H := 45 \text{ m}$$

Deslocamento limite:

$$\delta_{max1} := \frac{H}{400} \quad \delta_{max1} = 112.5 \text{ mm}$$

Deslocamento de cálculo:

$$\delta_{topo} := 34.54 \text{ mm}$$

5.1.2. Deslocamento horizontal relativo entre pisos:

Altura entre andares:

$$h_{andar} := 3 \text{ m}$$

Deslocamento limite:

$$\delta_{max2} := \frac{h_{andar}}{500} \quad \delta_{max2} = 6 \text{ mm}$$

Deslocamento de cálculo:

$$\delta_{relativo} := 3.37 \text{ mm}$$

5.2. VERIFICAÇÕES

$$\text{desl_base} := \begin{cases} \text{if } \delta_{topo} \leq \delta_{max1} \\ \quad \text{"Deslocamento horizontal atendido"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Deslocamento horizontal inválido"} \end{cases}$$

$$\text{desl_base} = \text{"Deslocamento horizontal atendido"}$$

$$\text{desl_relativo} := \begin{cases} \text{if } \delta_{relativo} \leq \delta_{max2} \\ \quad \text{"Deslocamento relativo atendido"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Deslocamento relativo inválido"} \end{cases}$$

$$\text{desl_relativo} = \text{"Deslocamento relativo atendido"}$$