

Lauro Nunes Junior

**ESTUDO COMPARATIVO DOS EFEITOS DE
2ª ORDEM EM UM EDIFÍCIO EM
ESTRUTURA METÁLICA UTILIZANDO
MÉTODO APROXIMADO E ANÁLISE
GEOMÉTRICA RIGOROSA**

FLORIANÓPOLIS

2019

Lauro Nunes Junior

**ESTUDO COMPARATIVO DOS EFEITOS DE 2ª
ORDEM EM UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURA
METÁLICA UTILIZANDO MÉTODO APROXIMADO E
ANÁLISE GEOMÉTRICA RIGOROSA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Universidade Federal de Santa Catarina
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Graduação em Engenharia Civil
Orientador: Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel

FLORIANÓPOLIS
2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Nunes Junior, Lauro

Estudo comparativo dos efeitos de 2ª ordem em um edifício em estrutura metálica utilizando método aproximado e análise geométrica rigorosa. / Lauro Nunes Junior ; orientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, 2019.

74 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estrutura metálica. 3. Efeitos de segunda ordem. 4. Modelos computacionais. 5. NBR 8800/2008. I. Miguel, Leandro Fleck Fadel. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Lauro Nunes Junior

ESTUDO COMPARATIVO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURA METÁLICA UTILIZANDO MÉTODO APROXIMADO E ANÁLISE GEOMÉTRICA RIGOROSA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil

Florianópolis, 22 de Novembro de 2019.

Profa. Dra. Luciana Rohde
Coordenadora do Curso

Prof. Dr. Leandro Fadel Miguel
Orientador

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Jano d'Araújo Coelho
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Vinícius Favaretto Defiltro
Grupo CORE - UFSC

Agradecimentos

Agradecimentos especiais a meus familiares, por terem me ensinado a ir atrás dos meus sonhos, não medindo esforços para me apoiar e ajudar sempre, e da melhor forma, sendo eles os maiores responsáveis pela formação.

À minha namorada Francielli, por sempre confiar e me incentivar a alcançar meus objetivos, pelo companheirismo nos melhores e piores momentos, além da disposição em contribuir sempre.

Agradeço ao professor Dr. Leandro, pela dedicação, paciência e por todos os ensinamentos repassados e reafirmados, aguçando o senso crítico de engenharia, durante o processo de concepção desse trabalho.

Agradecimentos ao Corpo Docente da Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, pelos ensinamentos transmitidos.

Aos membros do CORE, em especial ao Msc. Felipe Carraro e ao Eng. Vinícius Favaretto, pelo importantes ensinamentos e discussões, que foram essenciais na concepção deste trabalho.

À todos os engenheiros(as) e colaboradores(as) da RKS Engenharia, por tornar as horas diárias de grande parte de minha graduação em momentos de constante aprendizado técnico e prático, agregando conhecimentos vitais à minha formação, além dos laços de amizade lá criados.

A todos os amigos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.
Eternamente grato.

Resumo

Apesar de a análise não linear geométrica não ser tão comum no uso em escritórios de projeto e principalmente para estruturas correntes, ela pode trazer respostas mais realistas e precisas do comportamento de uma estrutura, quando comparada com a análise linear elástica. Assim sendo, este trabalho busca realizar a análise de diferentes modelos computacionais, de um edifício em estrutura metálica, sob ação de vento, através do método simplificado prescrito na norma brasileira NBR 8800 ABNT (2008) e outro geometricamente rigoroso, a fim de se comparar seus efeitos de segunda ordem. Para isso, um edifício previamente dimensionado foi tomado como base, e a partir dele construídos modelos planos e tridimensionais a serem analisados. Devido à invalidade do princípio da superposição dos efeitos, as ações foram aplicadas à estrutura na forma já combinada, com todos os fatores de combinação de ações considerados. Então, foi possível observar que a análise pelo Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, em comparação com a análise geométrica rigorosa pelo Método de Newton-Raphson, forneceu resultados mais conservadores para pórticos momento-resistentes de média deslocabilidade, enquanto em pórticos contraventados de pequena deslocabilidade houve coerência das solicitações normais obtidas. Além disso, a consideração de conexões rígidas de todos os pilares da estrutura à fundação, em comparação aos modelos com apenas os pilares do sistema de contraventamento conectados rigidamente ao solo, resultou na considerável redução dos momentos fletores desenvolvidos na base dos pilares do sistema de contraventamento.

Palavras-chaves: NBR 8800 (ABNT, 2008), estrutura metálica, efeitos de segunda ordem, Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, modelos computacionais, pórticos momento-resistentes, pórticos contraventados.

Abstract

Despite non-linear geometric analysis not being so commonly used in design offices and mainly for usual structures, it can provide more realistic and precise responses of one structure's behavior, when compared to the linear elastic analysis. Therefore, this work aims to realize different computer models analysis of an eight story building made of steel structure, under lateral wind loading, through a simplified method provided in brazilian code NBR 8800 ABNT (2008) and another geometrically rigorous one, in order to compare their second order effects. For this, a previously designed building was taken as example and were developed plan and three-dimensional models based on it. Due to invalidity of the superposition principle, the loads were applied to the structure in their almost combined form, with all the load resistance factors considered. Then, was possible to observe that the simplified analysis by the Amplified Forces Method, in comparison to the geometric rigorous analysis by the Newton-Raphson's Method, provided more conservative results for the moment-resisting frames of medium displaceability, while there was coherence of the axial forces results on the braced frames of little displaceability. Besides that, the consideration of rigid connections of all the building's columns to the foundation, in comparison to the models with just the bracing system's columns rigidly connected to soil, resulted in the considerable reduction of the bending moments developed on the base of the columns of the bracing system.

Key-words: NBR 8800 (ABNT, 2008), steel structures, second order effects, Amplified Forces Method, computational model, moment-resisting frames, braced frames.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Principais sistemas estruturais	24
Figura 2 – Pórticos contraentados concêntricos	25
Figura 3 – Tensões Residuais	27
Figura 4 – Isopletas da velocidade básica V_0 no Brasil (m/s)	29
Figura 5 – Níveis de análise (comportamento) para um pórtico plano	32
Figura 6 – Efeitos de segunda ordem global e local	33
Figura 7 – Método de Newton-Raphson via MEF para um incremento de carga	33
Figura 8 – Fluxograma do Método de Newton-Raphson	35
Figura 9 – Modelo para análise	37
Figura 10 – Edifício de pavimentos não regulares	40
Figura 11 – Edifício base em planta	42
Figura 12 – Elevações do projeto original	42
Figura 13 – Planta esquemática do projeto original	43
Figura 14 – Modelo 1a - pórtico plano rígido	49
Figura 15 – Modelos 1b e 1c - pórtico plano contraentado	49
Figura 16 – Modelos 2 e 3 - tridimensional com diafragma rígido	50
Figura 17 – Modelos 4 e 5 - tridimensional com casca	50
Figura 18 – Convergência da malha do modelo com casca	56
Figura 19 – Momentos de segunda ordem máximos por pavimento no P1A - Envoltória	62
Figura 20 – Momentos de segunda ordem máximos por pavimento no P1B - Envoltória	63
Figura 21 – Forças axiais de segunda ordem máximas por pavimento no P1A - Envoltória	63
Figura 22 – Forças axiais de segunda ordem máximas por pavimento no P3B - Envoltória	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Imperfeições em alguns códigos normativos para estruturas em aço . . .	26
Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	29
Tabela 3 – Sensibilidade a deslocamentos laterais - Classificação	36
Tabela 4 – Propriedades físicas adotadas	43
Tabela 5 – Propriedades mecânicas adotadas	44
Tabela 6 – Ações verticais atuantes em cada pavimento	44
Tabela 7 – Ações verticais atuantes nas vigas, por pavimento	45
Tabela 8 – Forças horizontais totais atuantes nas direções X e Y, em cada pavimento	47
Tabela 9 – Perfis provenientes do projeto original	48
Tabela 10 – Parcela do vento total atuante em Y por Eixo da fachada	52
Tabela 11 – Parcela do vento total atuante em X por Fila da fachada	52
Tabela 12 – Resumo de características dos modelos analisados	53
Tabela 13 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida - Envoltória	57
Tabela 14 – Classificação da deslocabilidade do modelo 1a em Y com rigidez reduzida - Combinação 3	58
Tabela 15 – Cálculo de B_1 para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida - Combinação 1	58
Tabela 16 – Cálculo de B_2 para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida - Combinação 1	59
Tabela 17 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida via MAES - Envoltória	59
Tabela 18 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 2 com rigidez reduzida - Envoltória	60
Tabela 19 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 3 com rigidez reduzida - Envoltória	61
Tabela 20 – Solicitações de cálculo para Vento em X no modelo 1b - Envoltória . .	65
Tabela 21 – Classificação da estrutura para Vento em X no modelo 1b - Combinação 3	65
Tabela 22 – Cálculo de B_1 para Vento em X no modelo 1b - Combinação 3	66
Tabela 23 – Solicitações de cálculo e coeficientes para Vento em Y no modelo 1b - Envoltória	66
Tabela 24 – Solicitações de cálculo para Vento em X no modelo 2 e 3 - Envoltória .	67
Tabela 25 – Solicitações de cálculo para Vento em X nos modelos 4 e 5 - Envoltória	67

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
AISC	<i>American Institute of Steel Construction;</i>
ASD	<i>Allowable Stress Design;</i>
CBF	<i>Concentric Braced Frames;</i>
ELU	Estado Limite Último;
ELS	Estado Limite de Serviço;
IGI	Imperfeições Geométricas Iniciais;
IIM	Imperfeições Iniciais de Material;
IL	Imperfeições Locais;
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design;</i>
MAES	Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes;
MEF	Método dos Elementos Finitos;
MRF	<i>Moment-Resistent Frames;</i>
NBR	Norma brasileira aprovada pela ABNT;

Sumário

LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE TABELAS	13
1 INTRODUÇÃO	19
1.1 JUSTIFICATIVA	20
1.2 OBJETIVOS	20
1.2.1 Objetivo Geral	20
1.2.2 Objetivos Específicos	21
1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO	21
1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 FATORES QUE AFETAM A ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS	23
2.1.1 Sistemas estruturais	23
2.1.2 Imperfeições Geométricas	25
2.1.3 Tensões Residuais Internas e Imperfeições Iniciais de Material	26
2.1.4 Ações e combinações de ações	28
2.1.5 Resistências, segurança e estados limites	30
2.2 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	30
2.2.1 Análise não linear elástica pelo método de Newton-Raphson	32
2.2.2 Prescrições da normativa brasileira e comentários	35
3 ESTUDO DE CASO	41
3.1 O PROJETO ORIGINAL	41
3.1.1 Especificações dos materiais	43
3.1.2 Ações verticais permanentes e acidentais	44
3.1.3 Ações laterais	45
3.1.4 Estrutura pré-dimensionada	47
3.2 OS MODELOS DE ESTUDO	48
4 ANÁLISE DE RESULTADOS	55
4.1 ESCOLHA DA MALHA	55
4.2 VENTO ATUANDO NA DIREÇÃO Y	56
4.2.1 Modelo 1a - Análise geométrica rigorosa	56
4.2.2 Modelo 1a - MAES	57
4.2.3 Modelos 2 e 4 - Análise geométrica rigorosa	60
4.2.4 Modelos 3 e 5 - Análise geométrica rigorosa	61
4.2.5 Resumo dos resultados	62
4.3 VENTO ATUANDO NA DIREÇÃO X	64

4.3.1	Modelos 1b e 1c - Análise geométrica rigorosa	64
4.3.2	Modelos 1b e 1c - MAES	65
4.3.3	Modelos 2 e 3 - Análise geométrica rigorosa	67
4.3.4	Modelos 4 e 5 - Análise geométrica rigorosa	67
4.3.5	Resumo dos resultados	68
5	CONCLUSÃO	71
5.1	PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	72
	Referências	73

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o crescente processo de urbanização deriva da necessidade de economia de tempo e dinheiro. Enquanto o tempo requer construções mais ágeis e industrializadas, os altos preços por metro quadrado dos terrenos nas grandes cidades geram uma necessidade de verticalização das construções. Aliado a esses fatores, a tecnologia para a construção de edifícios altos tem se desenvolvido intensamente nos últimos anos com: a concepção de programas computacionais mais eficientes, com simulações cada vez mais precisas, além do surgimento de materiais mais resistentes – como aços e concretos de alta resistência –, de ensaios mais precisos e novas técnicas construtivas.

Esses aspectos estão sendo fatores preponderantes no desenvolvimento de edifícios altos, e com isso, no mundo todo, é comum recorrer ao uso de materiais estruturais pré fabricados, a exemplo de perfis de aço estrutural. Dentre as vantagens do aço, vale citar sua vantajosa relação peso/resistência, que diminui demasiadamente as cargas permanentes de peso próprio na estrutura em comparação com a de outros materiais. Como consequência dessa relação, os empreendimentos em aço estão mais sujeitos aos efeitos das ações do vento, ações essas, que adquirem maior relevância no dimensionamento das estruturas, quanto maior for a esbeltez da edificação e de seus elementos estruturais.

Para estimar os efeitos das ações laterais de vento existem algumas diretrizes previstas na NBR 6123 (ABNT, 1988), onde o comportamento dinâmico e aleatório do vento é adequadamente substituído por forças estáticas a serem aplicadas na estrutura, de acordo com o tempo de recorrência a ser analisado. Mais adiante, para o comportamento estrutural atender a essas forças estáticas, a estrutura deve ser dimensionada ao ELU de acordo com as prescrições da (ABNT, 2008), prevendo efeitos estáticos de 1ª e de 2ª ordem, globais e locais. Por fim, faz-se a verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS) para deslocamentos máximos, conforme exposto adiante.

1.1 JUSTIFICATIVA

Utilizada nos escritórios de projeto para o cálculo de estruturas correntes, a análise estática elástico-linear é habitualmente adotada em função de seu rápido e simples resultado. Certas vezes, porém, essa pode fornecer resultados contra a segurança. Pilares de uma estrutura esbelta, por exemplo, sendo eles elementos fundamentais na composição dos diferentes sistemas de contraventamento, podem sofrer efeitos de segunda ordem consideráveis em decorrência da ação lateral do vento, o que torna os esforços decorrentes das análises lineares subestimados. Esses efeitos, podem ser considerados, por exemplo, em análises estruturais que levem em conta a geometria da estrutura na sua posição deformada, as chamadas análises não lineares geométricas rigorosas, ou ainda análises lineares que considerem esses efeitos de maneira equivalente. Para isso, diferentes procedimentos podem ser aplicados, desde aqueles mais simplificados, como o previsto na NBR 8800 (ABNT, 2008), até análises mais rigorosas.

As análises simplificadas, ainda que forneçam resultados satisfatórios para algumas estruturas e sejam de fácil entendimento, podem ser também trabalhosas em decorrência do processo de cálculo, ou ainda inexatas para outras estruturas, além de limites aceitáveis. Em contraponto, as análises geometricamente rigorosas são mais amplamente aplicáveis e tratam da análise da estrutura na forma não linear, resolvendo-a, por exemplo, através de processos numéricos iterativos, mas que ainda podem vir a demandar um alto custo-computacional a depender das condições de contorno definidas.

Portanto, a escolha do método mais adequado em uma situação de projeto se torna dúbia em muitos casos, uma vez que os limites de aplicabilidade dos métodos e o comportamento real da estrutura nem sempre são muito bem definidos. O método rigoroso, por exemplo, pode demandar maior custo computacional que o necessário para estruturas com pequenos efeitos de segunda ordem, como edificações baixas e pouco esbeltas. Já o método simplificado pode superestimar os efeitos de segunda ordem em estruturas altas e esbeltas, por exemplo, uma vez que pode penalizar as resistências e acrescentar ações de maneira conservadora a depender simplesmente da classificação do nível de deslocabilidade estimado da estrutura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar os efeitos de segunda ordem em modelos de um edifício em estrutura metálica, submetido à ações horizontais de vento, utilizando o Método de Newton-Raphson para análise não linear geométrica rigorosa e o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes para análise simplificada.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Compreender o comportamento estrutural dos modelos submetidos à ação de forças devidas ao vento em caráter plano e tridimensional;
- Aplicar o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes nos pilares de pórticos planos simétricos;
- Realizar a análise de pilares de modelos estruturais simétricos, sendo eles planos ou tridimensionais através de um método rigoroso geométrico de estabilidade;
- Analisar a convergência e o custo-benefício com as escolhas da malha de Elementos Finitos;

1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

- a) Utilizar apenas três combinações de ações;
- b) Considerar o efeito da não linearidade do material de forma indireta;
- c) Considerar as rigidezes das ligações de maneira dicotômica (articuladas ou rígidas);
- d) Avaliar apenas os pilares da estrutura;
- e) Simplificar os carregamentos (considerados apenas de forma estática e distribuídos homogeneamente nos pavimentos).

1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Diante do exposto, conceitos fundamentais e uma visão do comportamento global e local de estruturas aporticadas e contraventadas serão apresentados a fim de se transmitir conhecimentos pertinentes a respeito da estabilidade dessas estruturas. Serão apresentados, também, dois métodos de análise em 2ª ordem diferentes e alguns comentários a respeito.

Em seguida, toma-se como base um edifício previamente dimensionado por Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008), edifício esse que é descrito desde sua geometria e carregamentos atuantes até os perfis obtidos do dimensionamento realizado. Cinco modelos da estrutura, são então definidos, devidamente caracterizados e – como foco deste trabalho, – serão analisados sob a ação de forças laterais de vento.

Posteriormente, a partir dos modelos computacionais desenvolvidos, será possível obter esforços e deslocamentos na estrutura através do Método dos Elementos Finitos com uso de uma malha de elementos adequadamente avaliada. As duas direções de vento atuantes no edifício serão avaliadas, ora por meio de uma análise simplificada (MAES),

ora por meio de uma análise rigorosa, considerando os efeitos de segunda ordem em estudo. A primeira seguirá os parâmetros normativos, já a segunda será realizada com o auxílio do software ANSYS Mechanical APDL (ANSYS Inc., 2017), em sua versão estudantil. A malha dos elementos também será avaliada, em termos de convergência e custo-benefício.

Dispondo dos resultados, será possível discutir e comparar as diferentes análises feitas, avaliando a consistência dos resultados encontrados pelos métodos, bem como de suas aplicabilidades em engenharia. Através do comportamento estrutural, será possível discutir também a respeito do efeito da tridimensionalidade dos modelos na estabilidade. Tem-se por fim algumas sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FATORES QUE AFETAM A ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

Na área de engenharia de estruturas, a análise de estabilidade pode ser um aspecto limitante ao desenvolvimento de edifícios. Seu estudo deve levar em conta o comportamento global e localizado da estrutura devido às características físicas e geométricas dos elementos isolados, bem como de seu desempenho trabalhando em conjunto.

De acordo com Ziemian (2010), a categorização dos fatores que afetam a estabilidade numa estrutura é de difícil separação, uma vez que seus efeitos estão inter-relacionados. Ainda assim, é possível destacar do autor alguns fatores que são pertinentes quando é abordado um estudo de estabilidade, principalmente quando voltado à edificações.

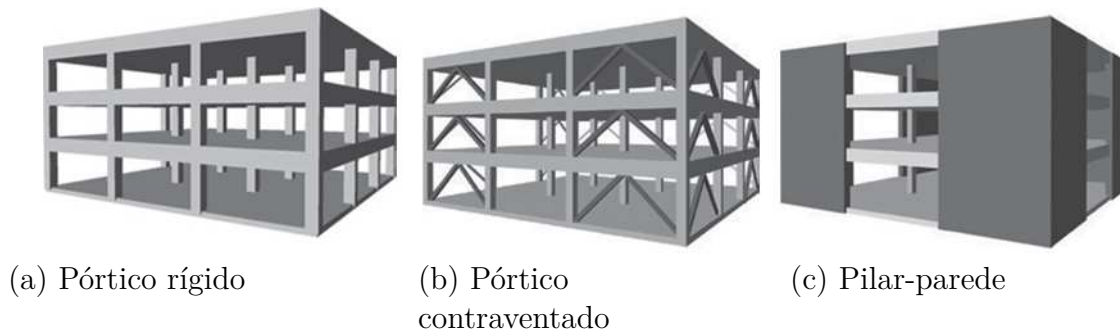
2.1.1 Sistemas estruturais

A escolha e o arranjo eficiente dos elementos estruturais é uma dentre as etapas iniciais em um projeto, porém pode não ser uma tarefa simples, requerendo conhecimentos técnicos e experiência do projetista, a fim de evitar alterações profundas no projeto estrutural em relação a proposta inicial, explica Corrêa (1991).

Para a estabilidade das estruturas, os subsistemas verticais, tendo maior relevância, se caracterizam por: suportar os subsistemas horizontais, captando as ações gravitacionais e transmitindo-as às fundações; e compõem com os subsistemas horizontais, os painéis resistentes às ações laterais (CORRÊA, 1991).

Nesse quesito, destacam-se os pórticos rígidos, os pórticos contraventados e os pilares-parede como as configurações mais usuais de subsistemas horizontais, além das combinações possíveis entre eles. Taranath (2016) descreve estes sistemas em três tipos: pórtico rígido, pórtico contraventado e pilar-parede.

Figura 1 – Principais sistemas estruturais



(a) Pórtico rígido

(b) Pórtico
contraventado

(c) Pilar-parede

Fonte: Adaptado de Taranath (2016).

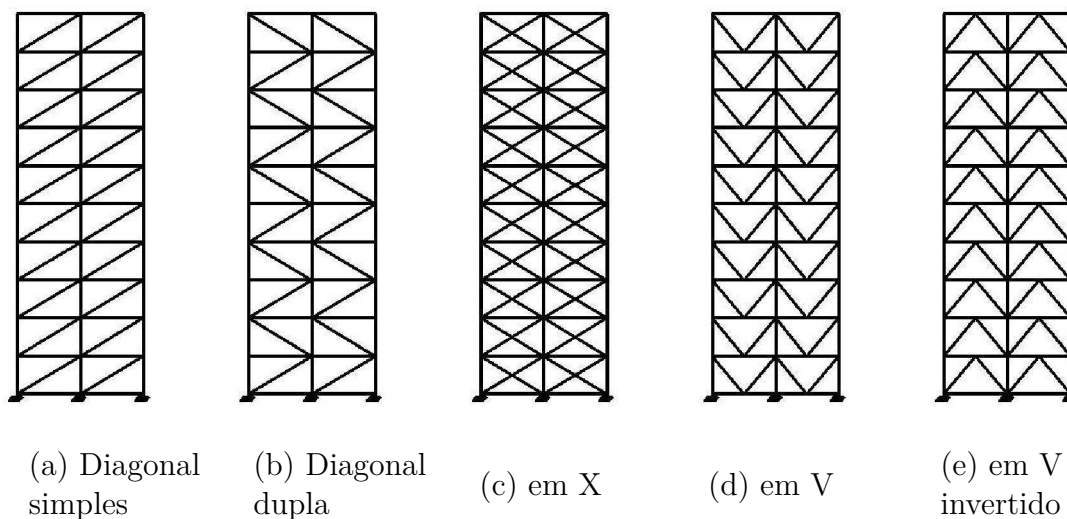
Na Figura 1 (a) têm-se um sistema de pórtico simples que resiste às ações laterais majoritariamente pelo momento fletor transmitido entre as vigas e pilares com ligações altamente rígidas. É notável a ampla liberdade que este sistema confere à arquitetura.

No sistema da Figura 1 (c) as forças laterais são recebidas pelos diafragmas e conduzidas por ele até a fundação, sendo os esforços cortantes predominantes no mesmo. Além disso, tem maior eficiência quando arranjado continuamente de cima a baixo da edificação, sem variação de seção e com o mínimo de aberturas possíveis.

O pórtico indicado na Figura 1 (b) geralmente possui menor resistência, porém maior ductilidade do que o pilar-parede. Além disso, normalmente oferece maior liberdade ao projeto arquitetônico do que as paredes de cisalhamento. Esses pórticos podem ser subclassificados de duas formas: quando o eixo dos contraventamentos se encontram na viga em um único ponto têm-se um sistema concêntrico; em contrapartida têm-se um sistema excêntrico se os contraventamentos são projetados para encontrar as vigas horizontais em dois pontos, distanciados de um trecho de viga denominado *link*, que distorce e dissipa a energia de ações laterais intensas, promovendo maior ductilidade ao sistema.

Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008) destacam que o sistema de pórtico contraventado torna a estrutura mais econômica e agiliza sua montagem, quando comparado com o pórtico rígido e mais ainda, quando comparado com os pilares parede. Esse sistema também possui várias configurações possíveis, e no caso do sistema concêntrico, por exemplo, este pode ser feito em "X", "V", "V" invertido, dentre outros, conforme a Figura 2.

Figura 2 – Pórticos contraventados concêntricos



Fonte: Chaves (2009).

2.1.2 Imperfeições Geométricas

De acordo com NBR 8800 (ABNT, 2008) as imperfeições geométricas iniciais (IGI) são divididas entre locais e globais.

A primeira, se associa a falta de retilinearidade ao longo de cada uma das peças. Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008) salientam que estas imperfeições iniciais dos elementos já estão incorporadas às equações de dimensionamento, conforme as exigências de estabilidade individual dos componentes da estrutura, nas seções 5 e 7 da NBR 8800 (ABNT, 2008). Além destes, os elementos projetados para conter lateralmente vigas e pilares em alguns pontos, devem atender às exigências de resistência e rigidez da seção 4.11 da mesma norma, ou incluir as imperfeições geométricas iniciais das vigas e pilares a serem contidos lateralmente em uma análise de segunda ordem, conforme as imperfeições indicadas na subseção 4.9.3.3 ainda dessa norma.

Já a segunda, se associa à falta de prumo em decorrência das imperfeições de montagem, provocadas pelo incorreto posicionamento dos nós das barras e respectivas ligações, em relação à posição prevista em projeto.

A análise deve, portanto, considerar diretamente os efeitos dessas IGI, promovendo um efeito desestabilizante na estrutura que seja compatível com tais imperfeições previstas.

Nesse contexto, pode-se elencar as imperfeições prescritas pelos principais códigos internacionais, bem como pelo brasileiro, na Tabela 1.

Tabela 1 – Imperfeições em alguns códigos normativos para estruturas em aço

Código	Imperfeição global	Imperfeição local
AISC 360-10	$0,002 \cdot P$	$0,004 \cdot P$
Eurocode3 2005	$(\alpha_h \alpha_m / 200) N_{Ed}$	$8 \cdot N_{Ed} / L^2$
HKC 2011	$0,005 \cdot P$	
BS 5950-1 2003	1% das cargas permanentes	
NBR8800:2008	$0,003 \cdot P$	

Fonte: Adaptado de Shayan (2013 apud BOERIA, 2017).

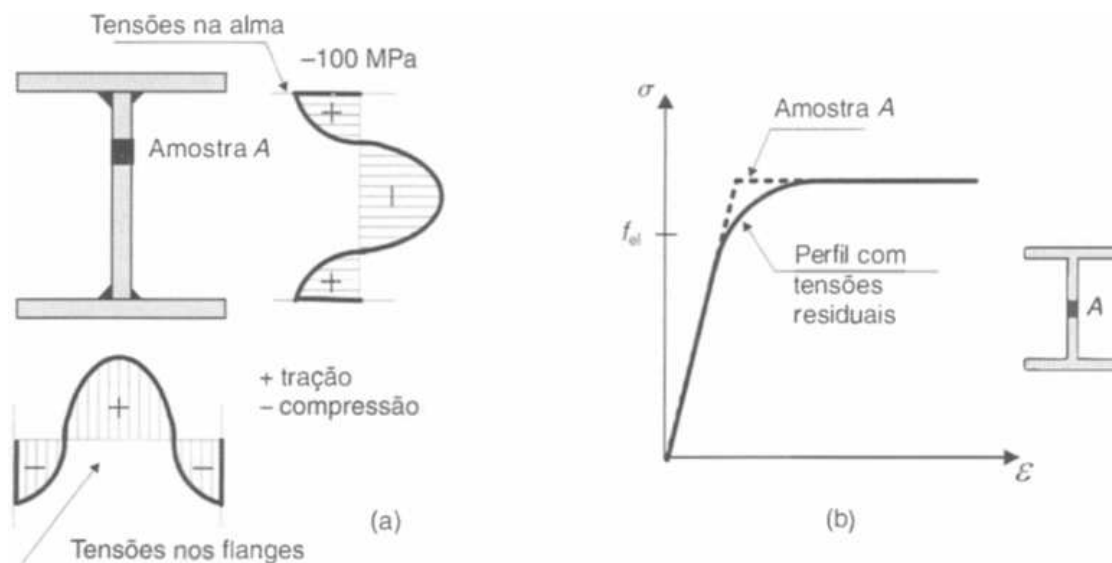
Vale citar que a NBR 8800 (ABNT, 2008) prevê que seja adotado um deslocamento interpavimentos equivalente a $h/333$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas). Este também pode ser previsto na forma de uma força horizontal equivalente, ou também denominada de força nocional, que equivale a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo totais (cargas gravitacionais das subestruturas de contraventamento e dos elementos contraventados) aplicadas no andar considerado. Lembrando que, quando considerado este efeito, as reações horizontais de apoio geradas não precisam ser consideradas no dimensionamento dos pilares e das fundações.

Além disso, Fakury, R. H. ; Castro e Silva, A. L. R. ; Caldas (2016) enfatizam que a força nocional deve ser considerada em todas as direções relevantes da estrutura, em apenas uma direção de cada vez, e no sentido que produza os esforços de cálculo mais desfavoráveis nas barras da estrutura. Portanto, é justificável o fato de a NBR 8800 (ABNT, 2008) não exigir a inclusão deste efeito atuando simultaneamente à outras ações laterais, na mesma combinação, uma vez que estas imperfeições são consideradas conservadoramente através de valores elevados de carga ou deslocamento, em todas as prumadas de pilares e geralmente no mesmo sentido.

2.1.3 Tensões Residuais Internas e Imperfeições Iniciais de Material

Pfeil & Pfeil (2009) explica que ao final do processo de laminação de perfis metálicos, mais especificamente durante o resfriamento, é formado um gradiente térmico, que afeta principalmente as áreas menos expostas (juntas alma/flange) e que se resfriam mais lentamente em relação ao restante da seção do perfil. Em decorrência do impedimento à deformação de origem térmica, instalam-se assim, tensões residuais longitudinais.

Figura 3 – Tensões Residuais



(a) Distribuição das tensões residuais em um perfil I soldado; (b) Diagrama tensão x deformação para perfis simples ou compostos.

Fonte: Pfeil & Pfeil (2009).

As tensões residuais (Figura 3(a)), provocam uma transição do fim do regime elástico linear para o patamar de escoamento mais gradual (Figura 3(b)), atingindo o limite de proporcionalidade antecipadamente. Para os aços MR250 e AR350 esse limite é atingido em cerca de 80% da resistência ao escoamento original.

Galambos & Surovek (2008) destacam que, uma vez que as tensões residuais afetam a resistência das barras de aço na compressão, esse efeito tem importante função no dimensionamento de colunas de aço, pois é a principal causa da não-linearidade na região inelástica do diagrama tensão x deformação.

Outro conceito, ainda ligado às tensões residuais são as imperfeições iniciais de material (IIM). De acordo com Fakury, R. H. ; Castro e Silva, A. L. R. ; Caldas (2016) as barras de aço que compõem a estrutura, podem sofrer plastificações parciais, as quais são intensificadas pelas tensões residuais. Tendo isso em vista, o efeito das plastificações parciais no aço e do comportamento não linear do concreto em conjunto, é denominado efeito das imperfeições iniciais de material, e que deve ser levado em conta na análise.

Um procedimento simplificado para tal, consiste em efetuar a análise reduzindo a rigidez à flexão e a rigidez axial de todas as barras para 80% dos valores originais. Assim, no caso das barras de aço, basta que elas sejam consideradas com um módulo de elasticidade reduzido durante todo o processo de análise estrutural, $E_{red} = 0,80 \cdot E$.

A ANSI (2016), evidencia que esta redução deve ser feita a todos os elementos estruturais, pois, caso seja feita a aplicação somente aos elementos que participam da

estrutura de contraventamento, quando esta for solicitada, pode causar um efeito de distorção na edificação, bem como causar indesejáveis redistribuições de esforços.

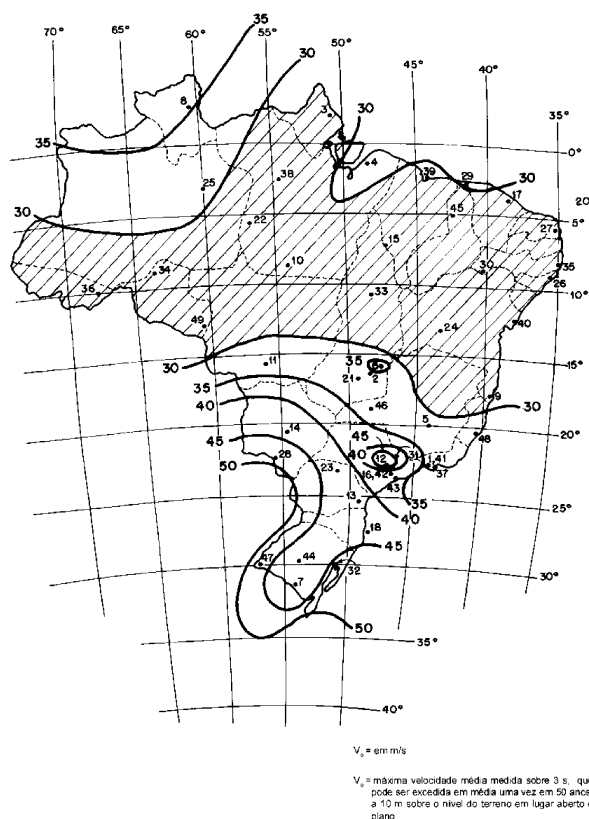
2.1.4 Ações e combinações de ações

As ações laterais atuantes em estruturas, que mais frequentemente são avaliadas, provêm de fenômenos naturais, como vento e sismos, sendo o primeiro, dominante na maior parte do Brasil.

Dentre os carregamentos, o cálculo de ações laterais devidas ao vento é muito comum nas edificações, e como esperado, é feito com base em critérios de segurança (comumente associado ao Estado Limite Último), apesar de os critérios de conforto e funcionalidade (Estado Limite de Serviço) serem normalmente dominantes (BROCKENBROUGH; MERRITT, 1999).

Blessmann (1995 apud VIGETA, 2017) explica que as pressões do vento e seus carregamentos não são estáticos na natureza, mas flutuam constantemente, tendo comportamento dinâmico. A resposta dinâmica, é mais significativa em estruturas esbeltas e flexíveis, ao contrário de edifícios baixos e mais rígidos, onde esta resposta não é relevante e o projeto pode-se desenvolver seguramente com base em solicitações estáticas equivalentes do vento.

No Brasil, as ações de vento são determinadas por meio da NBR 6123 (ABNT, 1988). Nela, as ações devidas ao vento são convertidas em cargas estáticas a serem aplicadas nas estruturas, e diante disso, considera basicamente coeficiente de arrasto (C_a), área da fachada e a pressão dinâmica, cuja qual depende de uma velocidade básica da figura 4 ((V_0) de uma rajada de 3 segundos, 50 anos de tempo de recorrência, medida a 10 m da superfície) além de três fatores de correção (para topografia (S_1), altura sobre o terreno (S_2) e estatístico (S_3) da tabela 2).

Figura 4 – Isopletas da velocidade básica V_0 no Brasil (m/s)

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Vale ressaltar que a estabilidade estrutural pode ser afetada não só por ações laterais, mas também por ações de compressão, principalmente as verticais, causadas pelas cargas

permanentes, preponderantes nas estruturas correntes. É neste aspecto que se associam os fenômenos de flambagem.

2.1.5 Resistências, segurança e estados limites

No que diz respeito aos critérios para garantia de segurança das estruturas, até por volta da década de 1980, o Método das Tensões Admissíveis era utilizado pelas normas para projetos de estruturas metálicas. A partir desta época, passou-se a adotar gradativamente o Método dos Estados Limites, também conhecido fora do Brasil como Método dos Coeficientes Parciais. Dentre as mais conhecidas, as normas brasileira, canadense e europeia são as que hoje se baseiam no Método dos Estados Limites, enquanto que as normas estadunidenses mantêm esse método – também chamado de ASD (*Allowable Stress Design*) – paralelamente ao LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) (PFEIL; PFEIL, 2009).

Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008) indica que é preferível o uso do termo “estado limite” ao invés de “ruína”, e que um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos ou função determinada. Os estados limites são geralmente divididos dentro de duas categorias: resistência e utilização. Na primeira categoria, se enquadram, os Estados Limites de Últimos (ELU), que são fenômenos comportamentais como resistência dúctil, máxima flambagem, fadiga, fratura, torção e deslizamento. Já na segunda categoria, se relacionam com os Estados Limites de Serviço (ELS), aspectos da ocupação de um edifício, como as deformações e vibrações excessivas, além de trincas.

2.2 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Conforme descrito por Martha (2017), a análise estrutural é a fase de um projeto onde é feita a idealização do comportamento estrutural através de um modelo. Seu objetivo é determinar os esforços internos e externos (as reações), as correspondentes tensões nos elementos, além dos deslocamentos e associadas deformações da estrutura em projeto.

Pfeil & Pfeil (2009) destaca que, a análise linear é tradicionalmente utilizada para o cálculo das solicitações em projetos, e é aquela onde as ações e seus efeitos são assumidos de relação proporcional e os materiais seguem a Lei de Hooke.

Apesar disso, em alguns sistemas estruturais em aço ou mistos em aço e concreto, pode ser verificado um comportamento não linear. Nesse comportamento se destacam dois tipos de não linearidade geralmente avaliadas em uma estrutura:

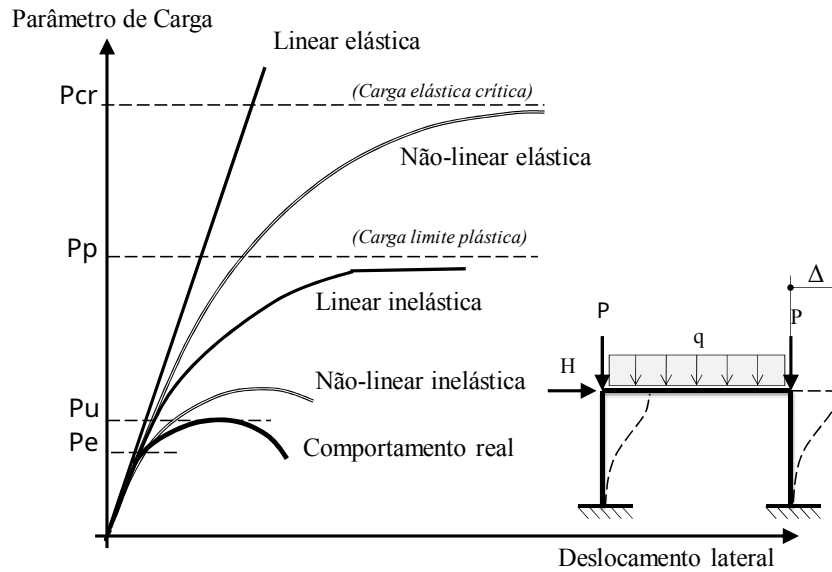
- Não linearidade geométrica (NLG), que descreve o comportamento da estrutura que não apresenta proporcionalidade na relação deformação x deslocamento e/ou tem influência da posição dos nós na configuração deformada da estrutura;

- Não linearidade física (NLF), que trata do desempenho do material onde o módulo de elasticidade varia conforme a tensão atuante, não seguindo portanto a Lei de Hooke, ou seja, as tensões não são proporcionais às deformações obtidas.

Partindo desses efeitos e da forma como são considerados, Ziemian (2010) cita quatro métodos, como sendo básicos, para a análise estrutural:

- a) A análise elástica de primeira ordem é o método mais básico de análise, no qual o material tem comportamento elástico-linear. O cálculo do equilíbrio da estrutura é feito na sua configuração indeformada e tem-se portanto, que as tensões e deformações são diretamente proporcionais. Vale ressaltar que essa análise não traz nenhuma medida direta da estabilidade estrutural.
- b) A análise elástica de segunda ordem, é aquela onde o material também tem comportamento elástico linear, porém o equilíbrio da estrutura é verificado na sua configuração deformada. Para muitos pórticos a relação carga x deslocamento calculada através de uma análise de segunda ordem rigorosa fornece um valor de carga que se aproxima assintoticamente do limite elástico de estabilidade da estrutura.
- c) A análise inelástica de primeira ordem prevê os efeitos do escoamento dos elementos estruturais sob carregamento incremental, e é limitada a resposta em primeira ordem, uma vez que o equilíbrio é satisfeito somente na configuração indeformada da estrutura. Os efeitos inelásticos podem ser controlados através de técnicas variando desde modelos mais simplificados de rótulas plásticas até aos mais detalhados, que consideram a distribuição do escoamento e os efeitos da plastificação distribuída.
- d) A análise inelástica de segunda ordem, inclui tanto a NLG quanto a NLF, levando em conta a redução da rigidez, tanto do escoamento das peças, quanto de grandes deslocamentos. A carga de limite inelástico de estabilidade está sujeita a limitações de comportamento dos efeitos considerados na análise e a precisa modelagem de redistribuição de esforços. Essa análise é a mais precisa representação da resistência de um pórtico.

Figura 5 – Níveis de análise (comportamento) para um pórtico plano



Fonte: Adaptado de Galambos & Surovek (2008 apud ORMONDE, 2013)

2.2.1 Análise não linear elástica pelo método de Newton-Raphson

Banki (1999) explica que a equação de equilíbrio de uma estrutura pode ser estabelecida pela expressão 2.1.

$$\{F\} = ([K] + [K_G])\{\Delta\} \quad (2.1)$$

Nesta expressão, o termo da matriz de rigidez geométrica ($[K_G]$) corresponde a uma parcela da rigidez da estrutura, que sofre modificações a depender da força axial atuante na barra analisada. Para a matriz de rigidez de um elemento de barra sob a ação de uma força axial, essas modificações são de redução da rigidez caso a força seja de compressão, ou o oposto, caso seja de tração. Para a rigidez a flexão, por exemplo, a atuação de uma força de compressão nas extremidades da barra reduz o momento necessário para rotacioná-la (BANKI, 1999).

O autor ainda ressalta que, o termo $[K_G]$ varia a medida que a estrutura se desloca da posição inicial, o que faz a solução linear elástica divergir da não linear geométrica. Dessa forma, existe um erro inerente na matriz de rigidez, que deve ser atualizada em função da carga axial atuante, com a estrutura deslocada, em equilíbrio na sua posição final. Porém, sendo desconhecida a solução exata, uma alternativa à determinação da rigidez dos elementos da estrutura pode ser feita através de princípios energéticos, ou seja, da equivalência entre os trabalhos interno e externo. Desta forma, têm-se a expressão 2.2

$$\begin{Bmatrix} fu \\ fv \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [k_u] & 0 \\ 0 & [k_v] + [k_{v,g}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

Quando a solução exata não estiver disponível, uma forma alternativa para realizar a análise não linear elástica se dá com o uso do Método dos Elementos Finitos (MEF). Nele, através da aplicação das funções de rigidez, os efeitos $P - \Delta$ são precisamente avaliados, ao contrário dos efeitos $P - \delta$. Entretanto, a subdivisão das barras da estrutura em mais elementos supera essa barreira, e representa esse efeito que causa a curvatura do membro analisado, sendo fator crucial em análises de instabilidade. O MEF ainda se destaca, pela possibilidade de realizar análise tridimensional das estruturas (CALLEJAS, 1998).

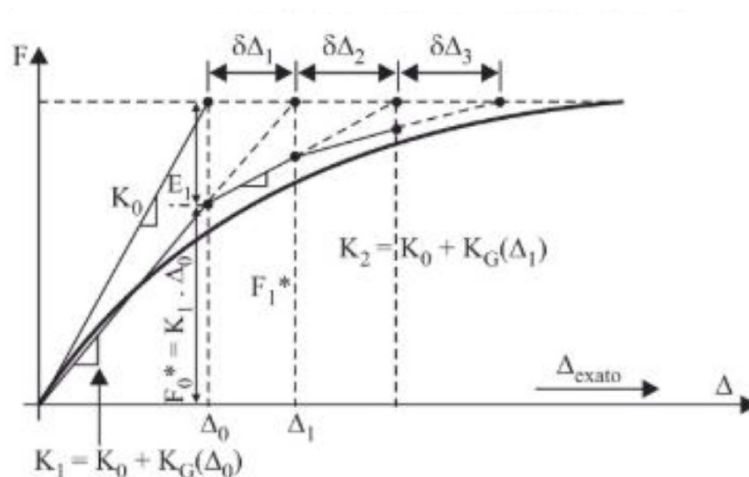
Figura 6 – Efeitos de segunda ordem global e local



Fonte: AISC 360 (ANSI, 2016)

A análise não linear requer que se obtenha a solução das equações de equilíbrio repetidas vezes, para todos os nós da estrutura. O método de Newton-Raphson padrão, é uma solução difundida no meio técnico de engenharia e toma o nome de seus autores. O mesmo pode ser representado graficamente, para cada um dos graus de liberdade, em um dos incrementos de carga, através da Figura 7.

Figura 7 – Método de Newton-Raphson via MEF para um incremento de carga



Fonte: Adaptado de Alves Filho (2012)

No capítulo 7 de sua obra, Alves Filho (2012) descreve o passo a passo da aplicação do método, sintetizado a seguir. O método começa genericamente com a atualização da matriz de rigidez, a partir do deslocamento devido ao desequilíbrio de forças, ambos obtidos na iteração anterior:

$$[K]_i = [K]_0 + [K_G(\{\Delta\}_{i-1})] \quad (2.3)$$

Excepcionalmente, na iteração $i = 0$, tem-se $[K_G]$ nulo, uma vez que, não existem deslocamentos de iterações anteriores, logo, a matriz de rigidez de partida ($[K]_0$), proveniente da montagem da estrutura, é igual a matriz de rigidez do sistema, que já está atualizada (eq. 2.4). Em seguida, se tratando da iteração inicial, tem-se o cálculo dos deslocamentos, tal qual uma análise elástica de primeira ordem em 2.5.

$$[K_G(\{\Delta\}_0)] = 0 \rightarrow [K]_i = [K]_0 \quad \text{para } i = 0 \quad (2.4)$$

$$\{\Delta\}_0 = [K]_0^{-1}\{F\} \quad \text{para } i = 0 \quad (2.5)$$

A partir desta matriz de rigidez atualizada (eq. 2.3, pode-se calcular as forças nodais internas na estrutura ($\{F\}_{i-1}^*$), correspondentes aos deslocamentos da iteração anterior ($\{\Delta\}_{i-1}$), que se dão por:

$$\{F\}_{i-1}^* = [K]_i \delta\{\Delta\}_{i-1} \quad (2.6)$$

A condição de equilíbrio entre as forças externas atuantes e a solução obtida para as forças internas não se satisfaz, logo, é possível calcular um erro aproximado desta diferença 2.7):

$$\{E\}_i = \{F\} - \{F\}_{i-1}^* \quad (2.7)$$

Feito isso, é possível obter a variação dos deslocamentos nodais ($\delta\{\Delta\}_i$) e em seguida atualizar os deslocamentos nodais:

$$\delta\{\Delta\}_i = [K]_i^{-1}\{E\}_i \quad (2.8)$$

$$\{\Delta\}_i = \{\Delta\}_{i-1} + \delta\{\Delta\}_i \quad (2.9)$$

Finalmente, calcula-se o valor da norma, que serve de parâmetro para avaliar o erro inerente ao desequilíbrio de forças da iteração atual e, caso seja satisfeita a inequação 2.10, o sistema convergiu para a força externa aplicada.

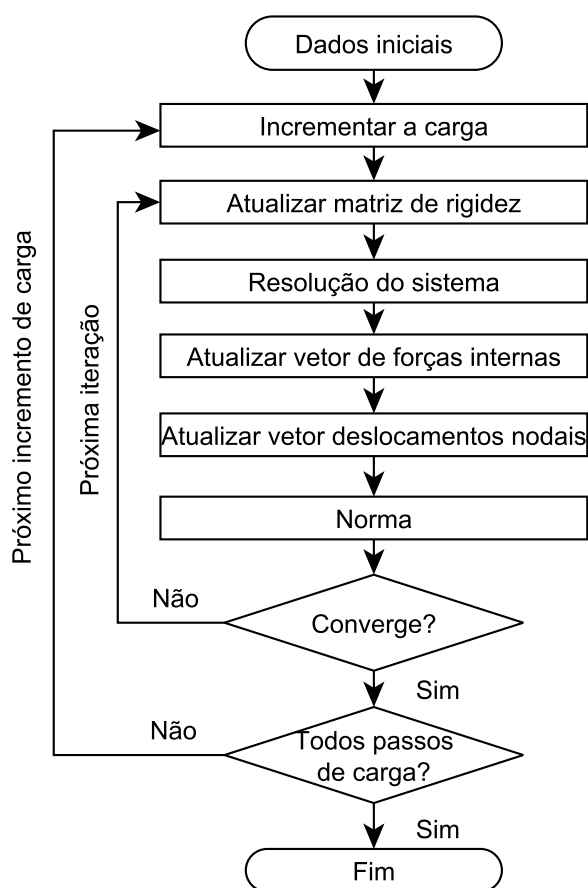
$$\frac{[E]_i^T [E]_i}{[F]^T [F]} < \textit{tolerância} \quad (2.10)$$

Alves Filho (2012) ainda ressalta que a força externa poderá ser aplicada em incrementos, como normalmente o é feito, caracterizando o método de incremental iterativo. Desse modo, caso assim seja, um novo processo de convergência conforme descrito e um novo incremento de carga deverão ser feitos, sucessivamente até o algoritmo convergir para a carga externa total.

Nos programas computacionais utilizados para a realização de procedimentos como este, devem ainda ser definidos critérios de convergência, bem como critérios de parada, induzindo a rotina a um domínio esperado de soluções ou tentando evitar sua não convergência.

A rotina descrita, pode ser sintetizada pelo fluxograma da Figura 8.

Figura 8 – Fluxograma do Método de Newton-Raphson



Fonte: Elaborado pelo autor, com base em Alves Filho (2012).

2.2.2 Prescrições da normativa brasileira e comentários

De acordo com a NBR 8800/2008, o cálculo adequado dos esforços solicitantes em uma estrutura é imprescindível para a segurança e conforto dos usuários. Através do método da análise direta, as estruturas são classificadas conforme sua sensibilidade a deslocamentos

laterais, onde de acordo com a classificação em que se enquadrar, a estrutura sofrerá penalizações em termos de imperfeições geométricas e rigidez. A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações de ELU.

Para a classificação da estrutura, ao invés de traçar-se a envoltória de todas as relações Δ_2/Δ_1 , o procedimento normativo permite que seja simplesmente adotada a combinação que apresente a maior componente gravitacional de força, além de ter acompanhada uma componente horizontal.

Adiante será abordado que, a deslocabilidade pretendida, pode ser adequadamente aproximada pelo coeficiente B_2 , calculado pela expressão 2.17.

Obtidas as relações de deslocabilidade, pode-se classificar a estrutura pela tabela 3.

Tabela 3 – Sensibilidade a deslocamentos laterais - Classificação

Relação	Classificação
$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,1$	Pequena Deslocabilidade
$1,1 < \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,4$	Média Deslocabilidade
$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} > 1,4$	Grande Deslocabilidade

Fonte: Adaptado de NBR 8800 (ABNT, 2008)

Onde:

- Δ_1 é o deslocamento lateral em análise elástica de primeira ordem;
- Δ_2 é o deslocamento lateral em análise elástica de segunda ordem.

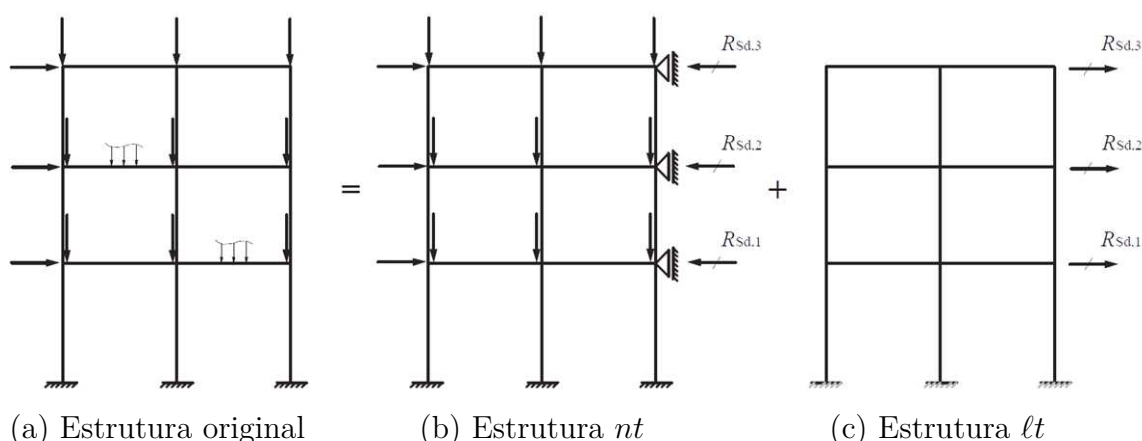
Em todos os três casos, é necessário considerar a atuação de uma Imperfeição Geométrica Inicial (IGI), seja através da inclusão de uma excentricidade acidental, ou através do recurso da Força Ncional, conforme já descrito anteriormente. Além destes, caso a estrutura seja considerada de média deslocabilidade, é necessário incluir também, os efeitos das Imperfeições Iniciais de Material (IIM), onde simplificada é sugerido que se reduzam a rigidezes das barras à flexão e à compressão de toda a estrutura em 20 %. Se a estrutura recair no terceiro caso, ambos os efeitos de IIM e IGI devem ser considerados, porém este último deve ser incluído nas combinações de ações, inclusive as que já possuem parcela de ação lateral.

De acordo com as prescrições normativas do Anexo D da NBR 8800, (ABNT, 2008) bem como do Apêndice 8 da AISC 360 (ANSI, 2016), o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), pode ser utilizado para execução de análise elástica aproximada de segunda ordem, levando em conta o efeito global de segunda ordem ($P - \Delta$) e local de segunda ordem ($P - \delta$).

Como parte integrante do MAES, deve ser realizada uma análise elástica em primeira ordem de duas estruturas, originárias do modelo da estrutura original (Figura 9(a)) a partir da superposição de efeitos. Na Figura 9(b), tem-se estrutura chamada de nt , ou

no translation (sem translação), que é constituída da estrutura com os carregamentos originais e em situação onde não há translação horizontal, estando a mesma impedida por um vínculo fictício nos nós. Já na Figura 9(c), tem-se aquela caracterizada como estrutura *lt*, *lateral translation* (translação lateral), que é igual ao modelo da estrutura original, mas tem atuando somente a carga horizontal equivalente aquela suportada pelo vínculo fictício na estrutura *nt*, e portanto, estando liberada a translação horizontal.

Figura 9 – Modelo para análise



Fonte: Adaptado de NBR 8800 (ABNT, 2008).

Dispondo dos modelos da figura 9, a resistência a flexão e compressão, em análise elástica aproximada de segunda ordem, requerida por todos os elementos da estrutura de contraventamento, em cada direção, pode ser determinada por:

$$M_{Sd} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \quad (2.11)$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 \cdot N_{lt} \quad (2.12)$$

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{lt} \quad (2.13)$$

Onde:

- M_{sd} , N_{sd} e V_{sd} são, respectivamente, o momento, força axial e força cortante, todos de segunda ordem solicitante de cálculo;
- M_{nt} , N_{nt} e V_{nt} são, respectivamente, o momento, força axial e força cortante, provenientes análise linear da estrutura *nt*, com restrição a translação lateral;
- M_{lt} , N_{lt} e V_{lt} são, respectivamente, o momento, força axial e força cortante, da análise da estrutura *lt*, gerado apenas devido a translação lateral da estrutura;

- B_1 é o coeficiente de amplificação de efeitos $P - \delta$;
- B_2 é o coeficiente de amplificação de efeitos $P - \Delta$.

O coeficiente B_1 , dos efeitos $P - \delta$, faz a amplificação dos momentos e deve ser calculado, para cada elemento sujeito a compressão (seja ela devido à compressão pura, flexão pura ou flexo-compressão) e em cada uma de suas direções. Seu valor pode ser quantificado através da expressão 2.14:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \cdot \frac{N_{SdI}}{N_{eI}}} \geq 1,0 \quad (2.14)$$

Onde:

- C_m é o coeficiente de momento equivalente uniforme, assumindo a translação relativa dos nós dos elementos, determinado a seguir;
- α é um coeficiente proposto pela AISC 360 (ANSI, 2016) relativo ao método de cálculo utilizado, e equivale a 1,0, que é o valor de referência para o cálculo via Método dos Estados Limites, o qual é utilizado no Brasil;
- N_{SdI} é a força axial de compressão em primeira ordem solicitante de cálculo, na barra considerada.
- N_{eI} é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra (no plano de atuação do momento), calculada com o comprimento real da barra e considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material.

A norma americana ANSI (2016) permite o cálculo de C_m de acordo com a expressão 2.15, para barras com carga transversal entre as extremidades e ligação bi-rotulada ($K = 1$):

$$C_m = 1 + \psi \cdot \alpha \cdot \frac{N_{Sd}}{N_e} \quad (2.15)$$

Onde:

- $\psi = \frac{\pi^2 \delta_I EI}{M_1 L^2}$;
- M_1 representa o máximo Momento de primeira ordem devido a carga transversal;
- δ representa a deflexão máxima da barra em teoria de primeira ordem.
- α equivale a 1.0 para análise pelo Método dos Estados Limites (LRFD).

No entanto, a norma brasileira, simplificada, diz que o coeficiente C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,0 se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão. Caso não haja forças

transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, pode ser calculado através da expressão 2.16:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \cdot \frac{M_{nt1}}{M_{nt2}} \quad (2.16)$$

Onde:

- $\frac{M_1}{M_2}$ representa a relação entre o menor e o maior dos momentos solicitantes de cálculo na estrutura nt no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples ($M_1 = M_{nt1}; M_2 = M_{nt2}$)

Por fim, o coeficiente B_2 pode ser calculado através da expressão 2.17:

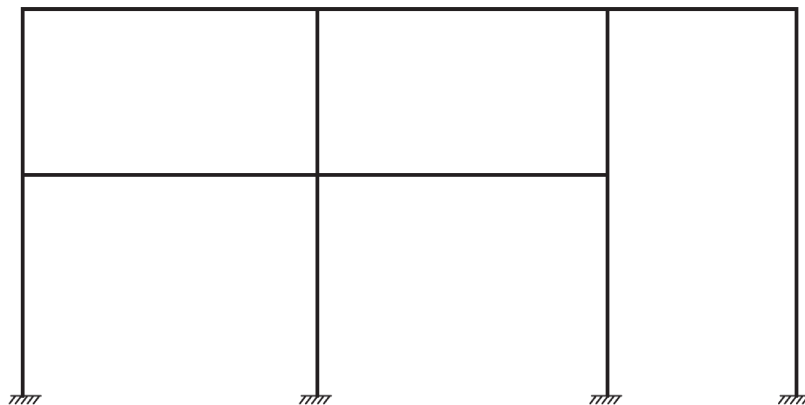
$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \simeq B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \cdot \frac{\Delta_h}{h} \cdot \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (2.17)$$

Onde:

- R_s é um coeficiente de ajuste
- Δ_h é o deslocamento;
- h é a altura do andar;
- $\sum N_{Sd}$ é a carga gravitacional total que atua no andar considerado;
- $\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h e obtida na estrutura original ou na estrutura nt ;

Galambos & Surovek (2008) acrescentam que enquanto B_1 deve ser calculado para cada elemento e em cada direção, B_2 é calculado por pavimento. Porém, infelizmente, não existem prescrições para o MAES no caso de um edifício de pavimentos não regulares, onde não há alinhamento dos andares, a exemplo do edifício da Figura 10. Nesse caso uma análise de segunda ordem rigorosa é comumente a escolha mais prudente a se fazer. A aplicação do método é válida, portanto, quando se tem uma regularidade do edifício em questão de pavimentos, e de perfis de colunas e vigas, uma vez que B_1 deve ser calculado várias vezes.

Figura 10 – Edifício de pavimentos não regulares



Fonte: Galambos & Surovek (2008).

Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008) acrescentam que: “Na maior parte dos projetos, não é conveniente ter uma estrutura onde a amplificação de segunda ordem é maior do que 1.4, mesmo que isso seja aceitável (nesses casos, o engenheiro deveria considerar um enrijecimento da estrutura)”

A ABNT (2008) preconiza, por fim, que os efeitos de locais e globais de segunda ordem não precisam ser considerados quando deseja-se obter as respostas da estrutura para Estados Limites de Serviço.

Capítulo 3

ESTUDO DE CASO

Com o objetivo de efetuar uma análise de estabilidade por diferentes métodos, em um edifício em aço, buscou-se uma estrutura previamente dimensionada, permitindo assim realizar-se a verificação proposta. Dessa forma, o projeto base escolhido é de um edifício comercial em estrutura mista de aço e concreto, situado na cidade do Rio de Janeiro-RJ, e que foi dimensionado dimensionado e detalhado no Apêndice D do livro de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008). A arquitetura do projeto em questão é referente a um edifício de 8 andares que, na cobertura, também conta com uma casa de máquinas e o barrilete, onde se situa uma caixa d'água em concreto armado moldada in loco, com 15,5 m³ de capacidade e 1,5 m de altura.

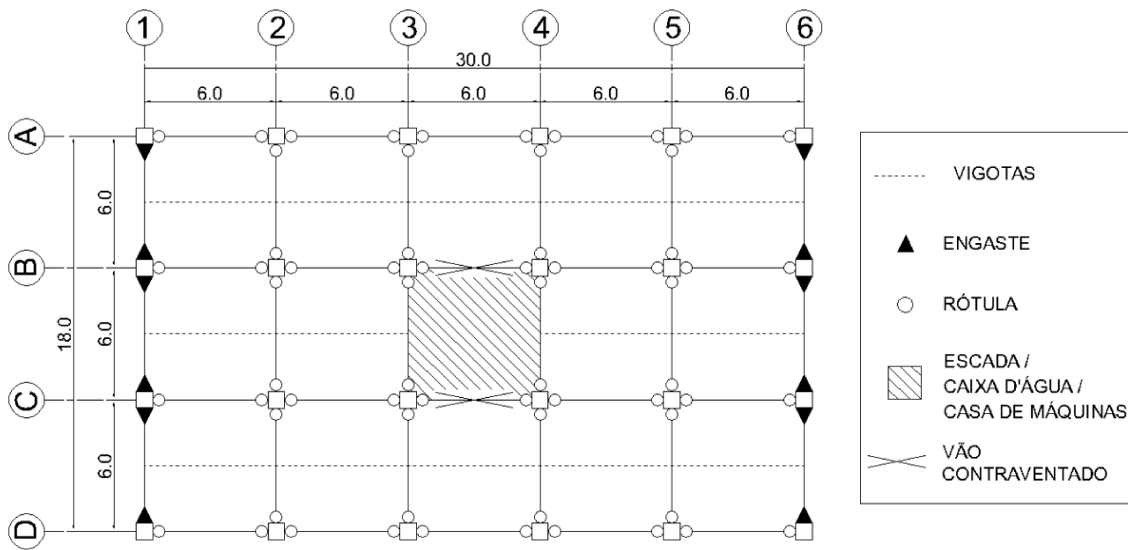
A vedação prevista é em blocos de concreto celular com 12 cm de espessura junto de um revestimento argamassado de 1,5 cm por face, utilizada nas paredes externas, internas e platibandas. O pé direito previsto é de 3,00 m para todos os pavimentos.

A concepção estrutural foi realizada utilizando-se 6 eixos verticais e 4 eixos horizontais (aqui chamados de filas), ambos espaçados igualmente em 6.0 m entre si. O edifício possui formato retangular em planta e simetria em ambas as direções. As lajes foram compostas por várias placas de 6.0 m x 6.0 m com 9 cm de espessura em todos os pavimentos, exceto a laje da caixa d'água que possui uma espessura de 12.0 cm. O sistema de contraventamento resistente adotado para combater as ações laterais da direção Y, foi de dois pórticos momento resistentes, nos eixos 1 e 6, com 24.0 m de altura; e para a direção X, foi de dois pórticos contraventados, nas filas C e D, entre os eixos 3 e 4, com 27.0 m de altura.

3.1 O PROJETO ORIGINAL

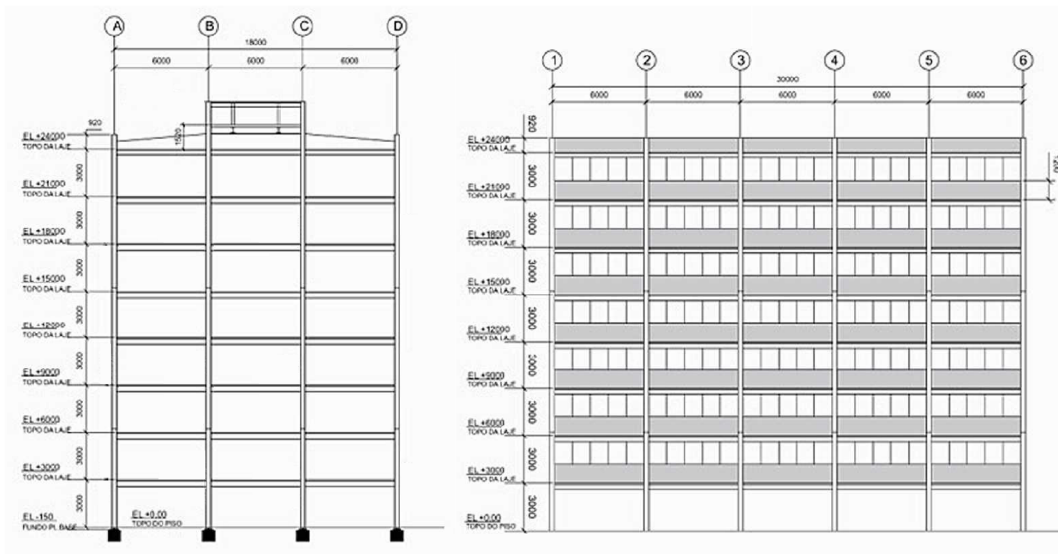
O projeto inicialmente proposto por Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008), também fora alvo de estudos por parte de Defiltro (2018) – que avaliou a estrutura sob ações de sismo –, que ilustra adequadamente o mesmo edifício em planta na Figura 11. Além disso, podem ser também observados o corte dos Eixos 3 e 4 na Figura 12 (a) e a fachada das Filas A e D na Figura 12 (b).

Figura 11 – Edifício base em planta



Fonte: Defiltro (2018).

Figura 12 – Elevações do projeto original

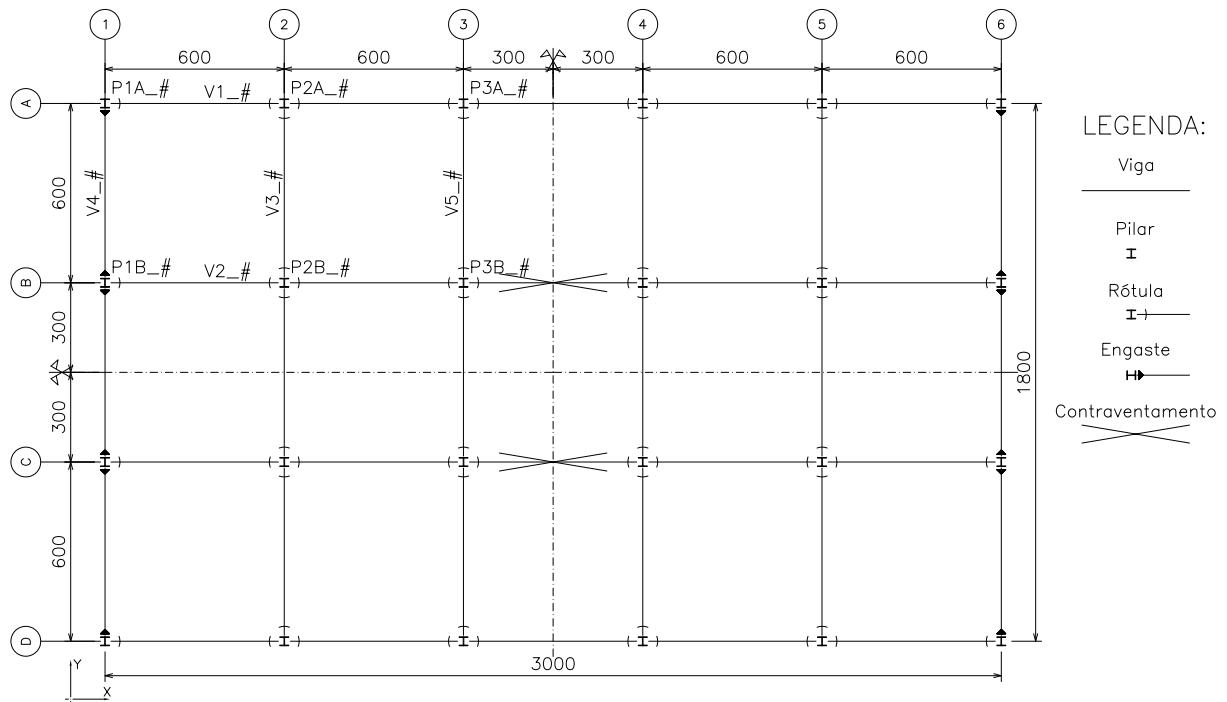


(a) Corte dos Eixos 3 e 4; (b) Fachadas das Filas A e D.

Fonte: Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

A partir da projeto originalmente proposto, foram feitas algumas simplificações no modelo estrutural pelo seu autor, com destaque para a retirada das vigotas. O esquema estrutural do edifício pode, portanto, ser ilustrado na Figura 13. Além dele, os pórticos de contraventamento em X e Y são ilustrados nas Figuras 15 e 14, respectivamente.

Figura 13 – Planta esquemática do projeto original



Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

3.1.1 Especificações dos materiais

O peso específico dos materiais é imprescindível para o cálculo correto dos carregamentos atuantes em uma estrutura a partir dos volumes dos materiais. Para isso, têm-se os pesos específicos dos materiais indicados na Tabela 4 em conformidade com a NBR 6120 (ABNT, 1980), e os blocos com a NBR 13438 1995.

Tabela 4 – Propriedades físicas adotadas

Material	Peso específico (kN/m ³)
Concreto armado (γ_c)	25
Aço (γ_s)	78.5
Blocos sílico-calcáreos (γ_{sical})	5
Gesso (γ_{gesso})	12.5
Tijolos furados (γ_{tijolo})	13
Argamassa (γ_{arg})	21

Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

O aço que será utilizado em toda a estrutura é o ASTM A572 G50 e segue as prescrições da Tabela A.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008). As propriedades mecânicas de todos os materiais adotados, foram listadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Propriedades mecânicas adotadas

Propriedade	Valor
Tensão de escoamento do aço (f_y)	345 MPa
Tensão última do aço (f_u)	450 MPa
Módulo de elasticidade do aço (E_s)	200 GPa
Coefficiente de poisson do aço (ν_s)	0.3
Resistência característica do concreto das lajes (f_{ck})	20 MPa
Módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs})	21287 MPa
Coefficiente de poisson do concreto (ν_c)	0.2

Fonte: Adaptado de ABNT (2008).

3.1.2 Ações verticais permanentes e acidentais

Em uma estrutura, atuam diversos carregamentos que devem ser considerados em função de sua classe e destino da edificação, com seus valores de maneira adequada. A norma NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980), prevê a atuação de duas classes de cargas: permanentes e acidentais. As permanentes são decorrentes do peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Já as acidentais são aquelas dependentes do destino de uso da edificação, podendo ser devido ao peso de móveis, pessoas, veículos, dentre outros.

Na tabela 6, têm-se as ações gravitacionais atuantes na estrutura, e sua natureza, listadas.

Tabela 6 – Ações verticais atuantes em cada pavimento

Tipo	Origem	Valor (kN/m ²)
Permanente	peso estimado estrutura	0.36
Permanente	laje (espessura 9 cm)	2.25
Permanente	revestimento	0.31
Permanente	forro	0.63
Permanente	impermeabilização	0.50
Permanente	parede distribuída	1.35
Permanente	laje caixa d'água	3.00
Permanente	água reservatório	4.32
Permanente	parede caixa d'água	3.31
Acidental	área privativa - escritórios	2.00
Acidental	escadas com acesso ao público	3.00
Acidental	forro sem acesso ao público	0.50
Acidental	casa de máquinas	7.50

Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

A partir disso, foi possível calcular as cargas permanentes distribuídas que serão aplicadas nos pavimentos:

- Carga permanente distribuída no pavimento tipo = peso estimado estrutura + laje (espessura 9 cm) + revestimento + forro + parede distribuída = $0.36 + 2.25 + 0.31 + 0.63 + 1.35 = 4.9 \text{ kN/m}^2$;
- Carga permanente distribuída na cobertura = peso estimado estrutura + laje (espessura 9 cm) + revestimento + forro + impermeabilização = $0.36 + 2.25 + 0.31 + 0.63 + 0.5 = 4.05 \text{ kN/m}^2$;
- Carga permanente distribuída no nível da casa de máquinas = peso estimado estrutura + laje caixa d'água + revestimento + impermeabilização + água reservatório + parede caixa d'água = $0.36 + 3 + 0.31 + 0.5 + 4.32 + 3.31 = 11.8 \text{ kN/m}^2$.

Os cálculos foram realizados tomando-se, de forma simplificada, que todas as ações verticais atuam distribuídas nas lajes e se direcionam para as vigas V1 e V2, e para as supostas vigotas como cargas lineares. Em função de serem analisados dois modelos de laje, adotou-se a mesma forma de distribuição dos carregamentos para ambos, atuando diretamente nas vigas, vide tabela 7. As vigotas, por não terem sido consideradas no modelo de estudo, considerou-se suas cargas atuando diretamente nas vigas V3, V4 e V5 como cargas pontuais.

Tabela 7 – Ações verticais atuantes nas vigas, por pavimento

Viga	Pavimento	Carga permanente		Carga acidental	
		linear (kN/m)	pontual (kN)	linear (kN/m)	pontual (kN)
V1	Tipo	7.35	0	3	0
V2	Tipo	14.70	0	6	0
V3	Tipo	0	88.2	0	36
V4	Tipo	0	44.1	0	18
V5	Tipo	0	88.2	0	36
V1	Cobertura	6.08	0	0.75	0
V2	Cobertura	12.15	0	1.5	0
V3	Cobertura	0	72.9	0	9
V4	Cobertura	0	36.5	0	4.5
V5	Cobertura	0	72.9	0	9
V2	Casa de máquinas	17.7	106.2	11.25	67.5

Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

3.1.3 Ações laterais

As forças laterais devidas ao vento em edificações são imprescindíveis à determinação da estabilidade estrutural e podem ser calculadas pela NBR 6123 (ABNT, 1988) no Brasil. O efeito do vento é transmitido à estrutura através da aplicação, em cada pavimento, de

uma força estática denominada de arrasto (equação 3.1), que é função do coeficiente de arrasto (C_a), da pressão dinâmica (q) e da área frontal efetiva (A_e).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.1)$$

Sendo a pressão dinâmica dada por:

$$q = 0.6131 \cdot v_k^2 \quad (3.2)$$

Onde v_k representa a velocidade característica do vento, calculada pela expressão 3.3:

$$v_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.3)$$

Desse modo, as forças devidas à ação do vento foram calculadas para um edifício situado no Rio de Janeiro, onde a velocidade básica V_0 é igual a $35m/s$, de acordo com a Figura 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988). Além da velocidade básica, a velocidade característica do vento (v_k) depende de outros três fatores que são descritos a seguir:

- A topografia do local foi determinada como sendo de terreno plano ou fracamente acidentado, logo o fator topográfico (S_1) equivale a 1.0;
- A rugosidade do terreno foi classificada como sendo de subúrbios densamente construídos (Categoria IV), a edificação se enquadrrou na Classe B dadas as suas dimensões, e com isso o fator S_2 pôde ser determinado para diferentes alturas.
- Além destes, o fator estatístico que atribui o grau de segurança requerido à edificação foi determinado a partir da tabela 3 da mesma norma como sendo $S_3 = 1.0$

Considerando-se simplificadamente o edifício como sendo paralelepípedo, contendo 30 m de comprimento, por 18 m de largura, por 25 m de altura, pôde-se obter os coeficientes de pressão e de forma, demonstrados na Tabela 4 desta mesma norma. Entretanto, o autor do projeto sugere que seja realizada uma sobreposição dos efeitos, aplicando os carregamentos da parede de sotavento juntamente aos da parede de barlavento, resultando nos coeficientes de pressão externa de $C_e = 1.3$ para o vento da direção Y e de $C_e = 1.0$ para o vento em X.

Seguindo o que prevê a NBR 6123 (ABNT, 1988), o autor adotou metade do pé direito acima e metade abaixo do nível do pavimento junto da largura adotada para constituir a área da fachada, a qual se atribui o carregamento calculado. Com isso, pôde-se calcular as cargas horizontais totais atuantes para cada direção de vento, em cada pavimento, ou seja, a carga total atuando na fachada (tabela 8).

Tabela 8 – Forças horizontais totais atuantes nas direções X e Y, em cada pavimento

Pavimento	Nível (m)	Vento em X (kN)	Vento em Y (kN)
9	27	9.4	0
8	24	18.7	40.5
7	21	18.7	40.5
6	18	16.8	36.4
5	15	16.3	35.2
4	12	15.7	34.0
3	9	14.9	32.2
2	6	14.0	30.3
1	3	11.7	25.4

Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

Vale ressaltar que, tendo o autor analisado dois modelos planos, os carregamentos de vento foram calculados a partir da carga total da fachada, que foi dividida entre os pórticos resistentes, fazendo atuar 50% das cargas da tabela 8 em cada pórtico. Além disso, as cargas de vento em Y, não tiveram vento atuando no último pavimento devido sua inexistência quando se trata isoladamente dos pórticos planos momento-resistentes.

3.1.4 Estrutura pré-dimensionada

As solicitações dos pilares e vigas, para o pré-dimensionamento dos elementos isolados, foram estimadas por áreas de influência dos carregamentos anteriormente definidos. O dimensionamento das vigas isoladas foi feito por Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008) considerando a seção mista de aço e concreto das lajes. Já os efeitos de segunda ordem foram considerados por ele, apenas no aspecto global, e nos pilares, sendo adotado coeficiente B_2 equivalente a 1.1, de maneira conservadora.

Para facilitar o tratamento dos elementos da estrutura, estabeleceu-se as seguintes nomenclaturas para os elementos estruturais do esquema estrutural da Figura 13, sendo:

- os pilares denominados por P[EIXOS DE REFERÊNCIA]_[PAVIMENTO];
- as vigas por V[NUMERAÇÃO]_[PAVIMENTO];
- e os tirantes por T[NUMERAÇÃO]_[PAVIMENTO].

Seguindo as prescrições da NBR 8800 (ABNT, 2008) para Estado Limite Último e de Utilização, Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008) pôde dimensionar a estrutura e obteve os perfis elencados na Tabela 9. Este dimensionamento é o que será usado nas análises e verificações descritas na seção seguinte e discutidas no capítulo 4

Tabela 9 – Perfis provenientes do projeto original

Elemento	Grupo	Pavimento	Perfil Adotado
Pilar	P1A_#	1 a 8	HP310X79
Pilar	P1B_#	1 a 5	HP310X93
Pilar	P1B_#	6 a 8	HP310X79
Pilar	P2A_#	1 a 8	HP310X79
Pilar	P2B_#	1 a 8	HP310X79
Pilar	P3A_#	1 a 8	HP310X79
Pilar	P3B_#	1 e 2	HP310X93
Pilar	P3B_#	3 a 9	HP310X79
Viga	V1_#	1 a 7	W310X21
Viga	V1_#	8	W310X21
Viga	V2_#	1 a 7	W360X39
Viga	V2_#	8 e 9	W360X39
Viga	V3_#	1 a 7	W360X39
Viga	V3_#	8	W360X39
Viga	V4_#	1 a 7	W460X68
Viga	V4_#	8	W360X39
Viga	V5_#	1 a 7	W460X60
Viga	V5_#	8 e 9	W460X68
Tirante	T1_#	3 a 5	2L76X76X12.7
Tirante	T2_#	6 a 9	2L76X76X6.4

Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008).

Durante a verificação de atendimento ao ELS das barras para a combinação rara de serviço (em que atuam as ações Permanente + Vento), a estrutura apresentou os seguintes deslocamentos máximos, em confronto aos limites de norma (Tabela C.1 da NBR 8800):

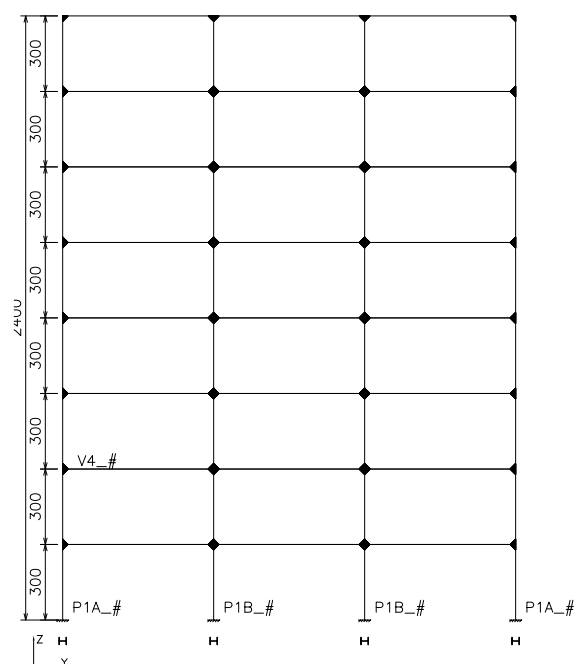
- Deslocamento vertical no meio do vão para a viga V3 = $1.52 < \frac{h}{350} = \frac{600}{350} = 1.71$
- Deslocamento horizontal no topo do pórtico contraventado = $1.3 < \frac{h}{400} = \frac{2700}{400} = 6.75$
- Deslocamento horizontal no topo do pórtico rígido = $5.62 < \frac{h}{400} = \frac{2400}{400} = 6.00$

Considerou-se, portanto a estrutura atendendo a todos os requisitos de segurança e desempenho previstos.

3.2 OS MODELOS DE ESTUDO

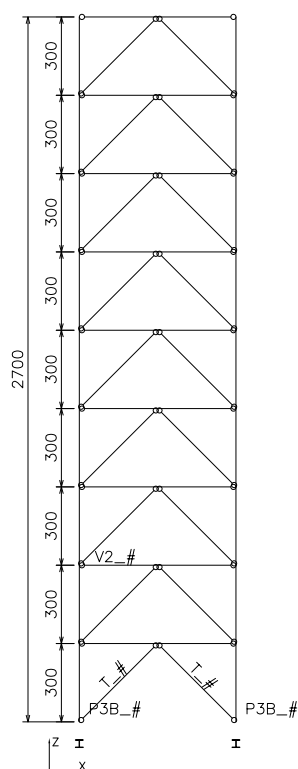
O projeto de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008), tomado como base, sofreu algumas alterações em sua concepção, de modo a comparar os diferentes comportamentos de alguns modelos estruturais, com isso, têm-se, os seguintes modelos:

Figura 14 – Modelo 1a - pórtico plano rígido



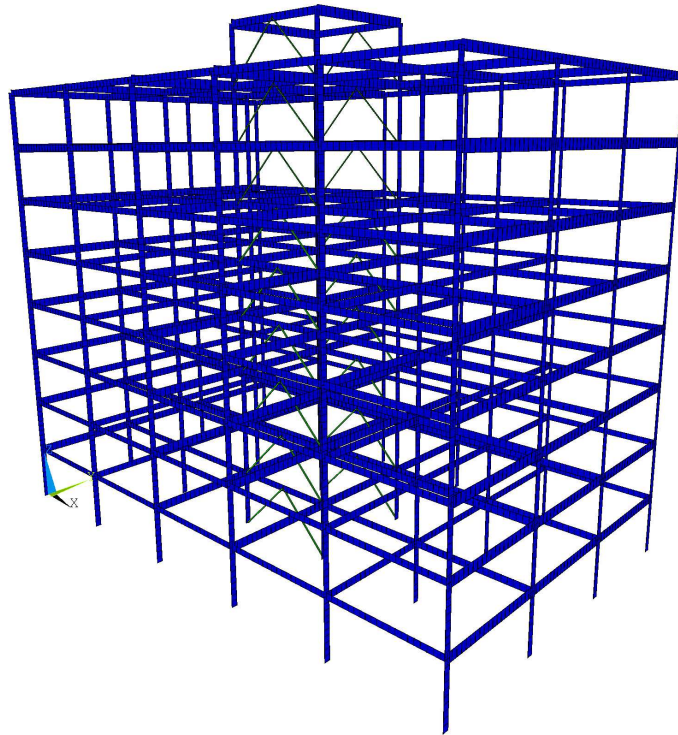
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 15 – Modelos 1b e 1c - pórtico plano contraventado



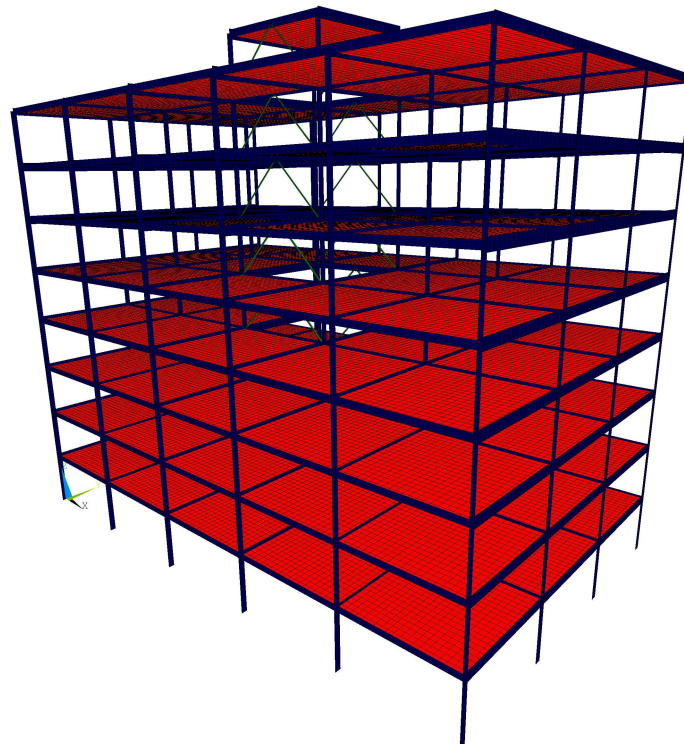
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 16 – Modelos 2 e 3 - tridimensional com diafragma rígido



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 17 – Modelos 4 e 5 - tridimensional com casca



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a realização das análises estruturais almeçadas para todos os modelos, elaboraram-se rotinas computacionais, as quais foram executadas na versão estudantil do software de Elementos Finitos ANSYS Mechanical APDL ANSYS Inc. (2017).

Em todos os modelos, as vigas e pilares foram representados através de elementos de barra (sendo definidos no *software* como elementos do tipo “BEAM4”, que são formulados segundo a teoria de vigas de Euler Bernoulli (ANSYS Inc., 2017)), que detém seis graus de liberdade por nó.

No plano das lajes, foi considerado na maioria dos modelos um comportamento de diafragma rígido pela utilização do recurso *master-slave*. O recurso foi adotado em cada pavimento pela adoção do nó inferior esquerdo (do Eixo 1 e Fila D em todos os pavimentos, exceto no pavimento da caixa d’água que adotou-se o nó do pilar do Eixo 3 e Fila C) como nó mestre e todos os nós restantes da laje do mesmo pavimento como escravos. Neste método a condição de contorno definida para o plano das lajes reduz grandemente o número de graus de liberdade do sistema de laje, já que tem atribuídos a um único nó, os graus de liberdade de deslocamentos no plano em ambas as direções (X e Y), além do de rotação em torno do vetor normal a esse mesmo plano (eixo Z). Ainda nas lajes, em outro momento, foi considerada a rigidez efetiva pelo módulo secante do concreto, em elementos bidirecionais de casca, do tipo “SHELL63”, que possui seis graus de liberdade por nó – sendo esta a extensão do modelo de viga de Bernoulli para elementos bidirecionais (ANSYS Inc., 2017).

Os parâmetros que regem o comportamento estrutural foram escolhidos de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) e aplicados ao *software*. Em relação às propriedades dos materiais, assumiu-se todos como tendo comportamento elástico linear, homogêneo e isotrópico.

Com o objetivo de se ter uma melhor comparação entre os diferentes modelos de laje, não foram consideradas as cargas verticais distribuídas na área da laje inteira, mas sim linearmente aplicadas nas vigas, cargas estas provenientes das áreas de influência das lajes nas vigas.

A respeito das cargas horizontais, estas foram aplicadas pontualmente no encontro dos pilares com o plano da laje e sua subdivisão em um mesmo pavimento foi feita da seguinte forma: para ambos os pórticos planos, aplicou-se 50.0% das cargas totais (provenientes da tabela 8) da fachada inteira; já para os pórticos tridimensionais, aplicou-se as cargas da tabela 8 proporcionalmente à área de influência dos pilares nas fachadas X e Y, conforme porcentagem indicada respectivamente nas tabelas 11 e 10.

Tabela 10 – Parcela do vento total atuante em Y por Eixo da fachada

Pilar	Eixo	Parcela da carga total da fachada (%)
P1A	1	10.0
P2A	2	20.0
P3A	3	20.0
P3A	4	20.0
P2A	5	20.0
P1A	6	10.0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 11 – Parcela do vento total atuante em X por Fila da fachada

Pilar	Fila	Parcela da carga total da fachada (%)
P1A	A	16.7
P1B	B	33.3
P1B	C	33.3
P1A	D	16.7

Fonte: Elaborado pelo autor.

Haja vista que será realizada uma análise elástica de segunda ordem, o comportamento estrutural é não linear e, nesse caso, o princípio da superposição dos efeitos não é válido. Desse modo, foram aplicadas à estrutura, as cargas já combinadas, resultantes da soma das parcelas atuantes, multiplicadas por seus respectivos coeficientes (de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003)), para cada combinação considerada. Sendo G as cargas permanentes, Q as acidentais, V a força de vento e FN a Força Nocional, tem-se para cada direção de análise que:

- Combinação 1 = $1.4 \cdot G + 1.4 \cdot V + 1.4 \cdot 0.7 \cdot Q$
- Combinação 2 = $1.4 \cdot G + 1.4 \cdot Q + 1.0 \cdot FN$
- Combinação 3 = $1.4 \cdot G + 1.4 \cdot Q + 1.4 \cdot 0.6 \cdot V$

Nas vinculações do modelo, foram consideradas: as lajes simplesmente apoiadas nas vigas, considerando nula a interação entre ambas; todas as ligações viga-pilar rotuladas, com exceção das vigas pertencentes ao pórtico rígido na direção Y, que são engastadas; todas as conexões pilar-pilar engastadas; todos os tirantes do pórtico contraventado como rotulados na conexão com o elemento adjacente. Além destas, uma importante consideração em decorrência da ligação laje-viga é de que todas as vigas foram consideradas contidas lateralmente em todo seu comprimento.

Haja vista que a condição de vínculo dos pilares contraventados com a fundação não ficou clara a partir do projeto original, este parâmetro também foi alvo de pesquisa para avaliar sua influência nos resultados. Por isso, a vinculação dos pilares não pertencentes ao pórtico rígido, com a fundação, foi também abordada como sendo ora perfeitamente rígida ora perfeitamente flexível.

Os modelos descritos, podem ser resumidos na Tabela 12 a seguir.

Tabela 12 – Resumo de características dos modelos analisados

Modelo N°	Dimensão	Modelo de laje	Vínculo pilares contraventados-fundação	Não linearidade geométrica		Direção do vento
				Rigorosa	MAES	
1a	2D Y	MS	-	•	•	Y
2	3D	MS	Articulado	•		Y
3	3D	MS	Engastado	•		Y
4	3D	Casca	Articulado	•		Y
5	3D	Casca	Engastado	•		Y
1b	2D X	MS	Articulado	•	•	X
1c	2D X	MS	Engastado	•	•	X
2	3D	MS	Articulado	•		X
3	3D	MS	Engastado	•		X
4	3D	Casca	Articulado	•		X
5	3D	Casca	Engastado	•		X

Fonte: Adaptado de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008)

Um estudo da malha foi inicialmente realizado nos modelos tridimensionais para balizar os estudos de maneira coerente em termos de custo-computacional e busca por menores erros de discretização da estrutura.

Nos modelos, a resolução do sistema não linear foi possível de ser obtida a partir do recurso “NLEGOM” do software utilizado, que realiza a análise não linear geométrica de maneira incremental, pelo processo de Newton-Raphson (ANSYS Inc., 2013). O primeiro incremento de carga era aplicado em 20 % da carga total, e tinha como critério de convergência da solução, a tolerância imposta foi a *default* do programa, equivalente a 0.01 para os deslocamentos e 0.001 para a força.

Capítulo 4

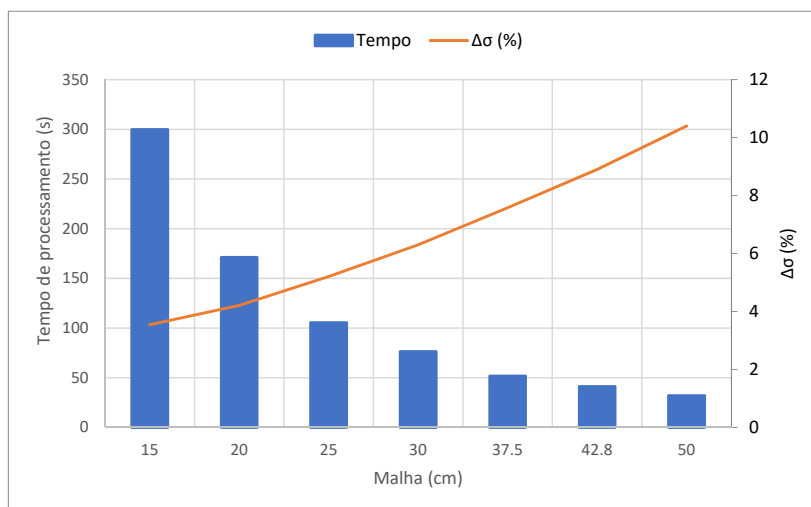
ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 ESCOLHA DA MALHA

Posto que o tempo de convergência de cada análise pode aumentar demasiadamente com o tamanho da malha e condições de contorno estabelecidas – sem contar no número de análises que ainda serão necessárias, tantas quantas combinações de ações existirem –, é de grande relevância a avaliação da malha. Em vista disso, a estratégia adotada no refinamento da malha foi baseada principalmente em obter o menor tempo de processamento da Análise Não Linear Geométrica possível, além de estimar o erro das tensões máximas da análise, na estrutura inteira. De modo geral, tanto para as análises não lineares com vento em X e em Y, o sistema já convergia com três iterações.

Para os modelos com casca, adotou-se uma malha de 30 cm x 30 cm (figura 18) priorizando a redução do custo computacional sem grande perda de precisão.

Figura 18 – Convergência da malha do modelo com casca



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as análises utilizando os outros modelos de laje, com diafragma rígido, a malha das barras foi adotada de 25 cm e o tempo computacional requerido foi irrelevante. A partir de testes de deslocamento máximo no topo do edifício, o modelo adequado a ser analisado foi julgado como sendo o de elementos de 25 cm de comprimento.

4.2 VENTO ATUANDO NA DIREÇÃO Y

4.2.1 Modelo 1a - Análise geométrica rigorosa

Para início das análises, adotou-se o pórtico bidimensional rígido, sendo denominado na tabela 12 de modelo 1a, e que neste momento, será verificado por análise rigorosa, considerando a não linearidade geométrica das barras através de método numérico aproximado feito pelo programa (ANSYS Inc., 2017). Considerou-se para este caso, as IIM, reduzindo-se as rigidezes em 20%, com objetivo de ter-se uma comparação direta com os resultados fornecidos pelo MAES, analisado na próxima subseção.

A partir dos resultados do software e realizando a envoltória, tem-se que:

Tabela 13 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida - Envoltória

Pilar	N_{sd1} (kN)	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}}{N_{sd1}} - 1$ (%)	M_{sd1} (kN.m)	M_{sd2} (kN.m)	$\frac{M_{sd2}}{M_{sd1}} - 1$ (%)
P1A_1	891.2	902.3	1.25	163.1	168.9	3.56
P1A_2	758.4	766.4	1.05	121.4	126.7	4.37
P1A_3	624.5	629.6	0.82	113.4	117.8	3.88
P1A_4	496.6	499.6	0.60	103.4	106.7	3.19
P1A_5	376.1	377.6	0.40	89.6	91.7	2.34
P1A_6	263.6	264.1	0.19	82.0	83.4	1.71
P1A_7	160.0	160.1	0.06	65.8	66.4	0.91
P1A_8	60.8	60.9	0.16	55.4	55.5	0.18
P1B_1	1 330.9	1 331.4	0.04	204.0	211.9	3.87
P1B_2	1 150.9	1 150.9	0.00	169.9	179.2	5.47
P1B_3	974.1	974.0	-0.01	153.8	161.4	4.94
P1B_4	800.0	800.0	0.00	134.2	139.7	4.10
P1B_5	628.1	628.2	0.02	114.8	118.5	3.22
P1B_6	456.7	456.8	0.02	86.9	89.0	2.42
P1B_7	285.7	285.8	0.04	65.5	66.5	1.53
P1B_8	114.5	114.5	0.00	34.7	35.0	0.86

Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir da tabela 13, foi possível observar as diferenças máximas de aproximadamente 5.5% e 4.4% para os momentos nos pilares P1B e P1A, respectivamente. A força axial, entretanto, não apresentou variação maior que 1.5%.

Destaca-se que os esforços obtidos para análise elástica de primeira ordem, coincidem com os calculados pelo autor do projeto original, o que em conjunto com os deslocamentos também obtidos, validam o modelo analisado.

4.2.2 Modelo 1a - MAES

O mesmo pórtico anteriormente analisado, será aqui verificado novamente, mas desta vez pelo Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, começando pela classificação da deslocabilidade da estrutura. A classificação inicial, conforme indicação normativa, pôde ser realizada considerando a combinação de ações que forneceu a maior resultante gravitacional, acompanhada de vento, conforme recomendação da NBR 8800 (ABNT, 2008). Adotou-se, portanto, a combinação 3 de ações, e com isso, têm-se os cálculos na tabela 14.

Tabela 14 – Classificação da deslocabilidade do modelo 1a em Y com rigidez reduzida - Combinação 3

Pavimento	R_s	Δ_h (cm)	h (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	B_2
1	0.85	0.617	300	40 441	461.2	1.255
2	0.85	0.843	300	35 225	418.5	1.386
3	0.85	0.778	300	30 008	367.6	1.332
4	0.85	0.674	300	24 792	313.5	1.264
5	0.85	0.560	300	19 575	256.4	1.201
6	0.85	0.459	300	14 359	197.2	1.151
7	0.85	0.329	300	9 143	136.1	1.095
8	0.85	0.226	300	3 926	68.0	1.054

Fonte: Elaborado pelo autor.

O coeficiente B_2 , fornecendo uma aproximação da deslocabilidade da estrutura, permitiu classificá-la como de média deslocabilidade ($1.1 \leq \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,4$), dado seu maior coeficiente $B_2 = 1.386$. Com isso, o método exige que sejam consideradas as imperfeições iniciais de material de todas as barras. Tal efeito foi levado em conta reduzindo-se em 20% suas rigidezes axial e à flexão, e prosseguiu-se com o cálculo de B_1 e de B_2 demonstrados nas tabelas 15 e 16, respectivamente. Desta vez, foram representados os dados relativos apenas à combinação 1, a qual foi mandatória na maioria dos momentos fletores e forças axiais obtidos da envoltória das três combinações, apresentada mais adiante.

Tabela 15 – Cálculo de B_1 para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida - Combinação 1

Pilar	$-M_1/M_2$	C_m	N_{sd1} (kN)	Perfil	I (cm ⁴)	N_e (kN)	B_1	B_{1adot}
P1A_1	0.500	0.400	891.2	HP310X79	16 400	28 775	0.41	1.00
P1A_2	0.962	0.215	758.4	HP310X79	16 400	28 775	0.22	1.00
P1A_3	0.971	0.212	624.5	HP310X79	16 400	28 775	0.22	1.00
P1A_4	0.988	0.205	496.6	HP310X79	16 400	28 775	0.21	1.00
P1A_5	0.992	0.203	376.1	HP310X79	16 400	28 775	0.21	1.00
P1A_6	0.982	0.207	263.0	HP310X79	16 400	28 775	0.21	1.00
P1A_7	0.974	0.211	157.9	HP310X79	16 400	28 775	0.21	1.00
P1A_8	0.863	0.255	60.6	HP310X79	16 400	28 775	0.26	1.00
P1B_1	0.500	0.400	1 226.7	HP310X93	19 600	34 390	0.41	1.00
P1B_2	-0.605	0.842	1 059.5	HP310X93	19 600	34 390	0.87	1.00
P1B_3	0.834	0.267	896.3	HP310X93	19 600	34 390	0.27	1.00
P1B_4	0.879	0.248	736.8	HP310X93	19 600	34 390	0.25	1.00
P1B_5	0.907	0.237	580.4	HP310X93	19 600	34 390	0.24	1.00
P1B_6	0.927	0.229	424.2	HP310X79	16 400	28 775	0.23	1.00
P1B_7	0.909	0.236	268.2	HP310X79	16 400	28 775	0.24	1.00
P1B_8	0.724	0.310	111.2	HP310X79	16 400	28 775	0.31	1.00

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 16 – Cálculo de B_2 para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida - Combinação 1

Pavimento	R_s	Δ_h (cm)	h (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	B_2
1	0.85	1.286	300	35 332	769	1.302
2	0.85	1.757	300	30 821	697	1.438
3	0.85	1.621	300	26 310	613	1.376
4	0.85	1.404	300	21 799	522	1.298
5	0.85	1.166	300	17 288	427	1.227
6	0.85	0.956	300	12 778	329	1.171
7	0.85	0.686	300	8 267	227	1.109
8	0.85	0.472	300	3 756	113	1.065

Fonte: Elaborado pelo autor.

O pórtico rígido em análise não apresentou efeitos $P - \delta$, apenas $P - \Delta$ consideráveis. Partindo das equações 2.12 e 2.11, pôde-se calcular as forças axiais e momentos fletores de cálculo, respectivamente. Realizando a envoltória destas variáveis para as três combinações analisadas, resume-se o resultado final abaixo, tendo as porcentagens de diferença em relação á análise de primeira ordem sem as majorações, provenientes da tabela 13.

Tabela 17 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 1a com rigidez reduzida via MAES - Envoltória

Pilar	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}}{N_{sd1}} - 1$ (%)	M_{sd2} (kN.m)	$\frac{M_{sd2}}{M_{sd1}} - 1$ (%)
P1A_1	973.4	9.2	219.2	34.4
P1A_2	853.4	12.5	163.0	34.3
P1A_3	685.3	9.7	145.5	28.3
P1A_4	530.6	6.8	125.5	21.4
P1A_5	392.9	4.5	103.1	15.1
P1A_6	270.2	2.5	90.6	10.5
P1A_7	161.4	0.9	70.4	7.0
P1A_8	61.0	0.4	56.3	1.7
P1B_1	1 333.4	0.2	266.0	30.4
P1B_2	1 152.6	0.2	244.0	43.6
P1B_3	974.6	0.1	210.8	37.0
P1B_4	800.1	0.0	173.2	29.1
P1B_5	628.4	0.0	139.8	21.8
P1B_6	457.0	0.1	100.9	16.1
P1B_7	285.9	0.1	71.9	9.8
P1B_8	114.5	0.0	36.8	5.9

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se verificar, neste momento a disparidade existente entre esforços de primeira para segunda ordem nos dois métodos de análise, sendo o MAES, demasiadamente con-

servador para este modelo, principalmente para os pavimentos inferiores. Enquanto na análise rigorosa as diferenças não passaram de 6%, nesse cálculo, chegaram a 43.6%.

4.2.3 Modelos 2 e 4 - Análise geométrica rigorosa

A análise através de pórticos planos é por muitas vezes simplificada e leva consigo modificações que podem não capturar satisfatoriamente a interação entre os elementos da estrutura real, que sejam relevantes para a análise estrutural adequada à engenharia. Dessa forma, buscando-se avaliar a influência da tridimensionalidade no comportamento da estrutura, os modelos 2 e 4 foram, neste momento, avaliados, obtendo-se os resultados da tabela 18.

Tabela 18 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 2 com rigidez reduzida - Envoltória

Pilar	N_{sd1} (kN)	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}}{N_{sd1}} - 1$ (%)	M_{sd1} (kN.m)	M_{sd2} (kN.m)	$\frac{M_{sd2}}{M_{sd1}} - 1$ (%)
P1A_1	888.2	931.9	4.9	174.7	201.9	15.6
P1A_2	756.6	789.6	4.4	107.3	123.7	15.3
P1A_3	626.3	649.0	3.6	111.0	128.3	15.6
P1A_4	499.3	513.2	2.8	101.5	114.8	13.1
P1A_5	379.0	386.6	2.0	90.0	99.1	10.1
P1A_6	266.0	269.6	1.4	80.1	85.7	7.0
P1A_7	161.7	162.7	0.6	65.9	68.7	4.2
P1A_8	61.7	62.0	0.5	58.4	59.4	1.7
P1B_1	1 330.4	1 333.3	0.2	217.5	253.6	16.6
P1B_2	1 150.4	1 152.3	0.2	147.5	177.3	20.2
P1B_3	974.0	975.2	0.1	148.7	178.4	20.0
P1B_4	799.9	801.2	0.2	131.2	154.1	17.5
P1B_5	628.0	629.3	0.2	114.6	130.6	14.0
P1B_6	456.5	457.6	0.2	84.6	93.6	10.6
P1B_7	285.5	286.2	0.2	66.7	71.7	7.5
P1B_8	114.4	114.6	0.2	41.6	43.9	5.5

Fonte: Elaborado pelo autor.

Destaca-se para esse modelo, os resultados de força normal nos pilares P1A, que aumentaram em até 4.9 %, e nos pilares P1B que sofreram as maiores variações de momento fletor em 20.2 %. Em ambos os pilares, as maiores variações se deram nos três primeiros trechos dos pilares.

Apesar de ocultados os resultados do modelo 4, estes muito se assemelham aos do modelo 2, tendo uma diferença considerável apenas nos P1A do primeiro em relação ao segundo: de até + 1.0 % para força normal (em média +0.3%); e de até - 3.0 % para momento fletor (em média -0.7 %). Observa-se portanto a validade do uso do modelo de

laje com diafragma rígido em detrimento do modelo com casca para o edifício, dado o ganho em precisão pequeno em comparação com o custo-computacional envolvido.

Sendo os pilares citados nestes 2 modelos os únicos momento-resistentes do edifício, é esperado que os efeitos de momento provocados em todo o edifício sejam combatidos somente por eles. Sendo assim, a medida que as forças de vento são absorvidas pela edificação em toda a fachada, estas tendem a fluir para as barras de maior resistência à flexão, os pilares P1A e P1B.

4.2.4 Modelos 3 e 5 - Análise geométrica rigorosa

Dos modelos com diafragma rígido (3) e casca (5) com pilares do sistema de contra-ventamento engastados na fundação, tem-se os seguintes resultados:

Tabela 19 – Solicitações de cálculo para Vento em Y no modelo 3 com rigidez reduzida - Envoltória

Pilar	N_{sd1} (kN)	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}}{N_{sd1}} - 1$ (%)	M_{sd1} (kN.m)	M_{sd2} (kN.m)	$\frac{M_{sd2}}{M_{sd1}} - 1$ (%)
P1A_1	873.8	911.5	4.3	104.1	113.7	9.2
P1A_2	754.7	785.8	4.1	119.0	136.1	14.4
P1A_3	625.5	647.5	3.5	108.1	123.6	14.3
P1A_4	499.3	513.0	2.7	101.3	114.2	12.7
P1A_5	379.0	386.6	2.0	89.9	98.7	9.8
P1A_6	266.1	269.7	1.4	80.1	85.7	7.0
P1A_7	161.7	162.8	0.7	65.9	68.7	4.2
P1A_8	61.7	62.0	0.5	58.4	59.4	1.7
P1B_1	1 329.6	1 332.2	0.2	127.8	141.4	10.6
P1B_2	1 150.7	1 152.7	0.2	154.6	182.2	17.9
P1B_3	974.2	975.5	0.1	144.8	171.8	18.6
P1B_4	799.7	800.9	0.2	130.5	152.6	16.9
P1B_5	627.8	629.0	0.2	114.3	130.0	13.7
P1B_6	456.4	457.4	0.2	84.5	93.4	10.5
P1B_7	285.5	286.1	0.2	66.6	71.6	7.5
P1B_8	114.4	114.6	0.2	41.6	43.8	5.3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nos modelos 3 e 5, analisados com as rigidezes reduzidas, vale citar uma queda expressiva observada nos momentos solicitantes de segunda ordem nos pilares do primeiro pavimento – em relação aos modelos 2 e 4 –, no valor de 88.0 kN.m. Tal dado é decorrente da distribuição dos momentos fletores aos pilares contraventados, que por não formarem pórtico com os outros elementos, apenas resistem aos momentos solicitantes no trecho inicial, conectado à fundação. Entretanto, todos os pilares do pavimento, por sofrerem

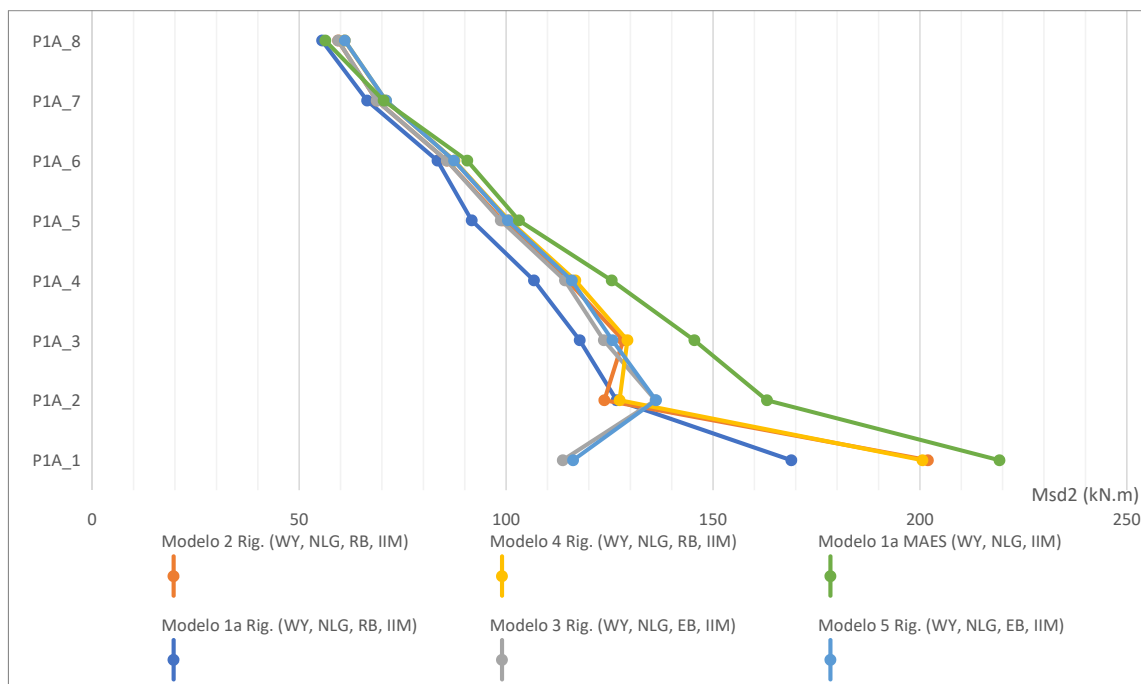
flexão em torno de seus eixos de maior inércia, para o vento em Y, mostram relevante efeito no dimensionamento.

Os dois modelos (3 e 5) analisados nesta subseção, apresentaram diferenças entre si, mas que são iguais às encontradas entre os modelos (2 e 4), e portanto, as mesmas conclusões da diferença entre considerações da laje são válidas.

4.2.5 Resumo dos resultados

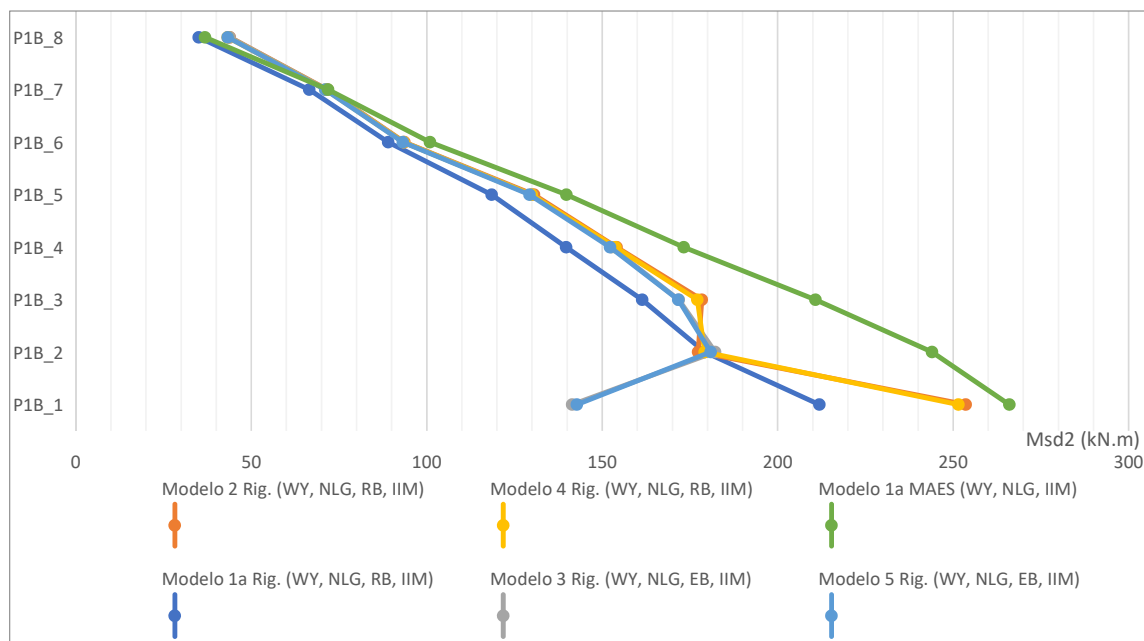
É de grande validade realizar um panorama geral, de todos os modelos vistos, para a correta avaliação da estabilidade do edifício na direção Y, com isso, foi possível sintetizar os resultados para todos os modelos citados, considerando os efeitos de segunda ordem de maneira aproximada ou rigorosa. Nas Figuras 19, 21 e 20, obteve-se a envoltória de força axial e momento fletor para as 3 combinações analisadas, para os pilares P1A e P1B, considerando em todas elas as IIM pela redução das rigidezes em 20%.

Figura 19 – Momentos de segunda ordem máximos por pavimento no P1A - Envoltória



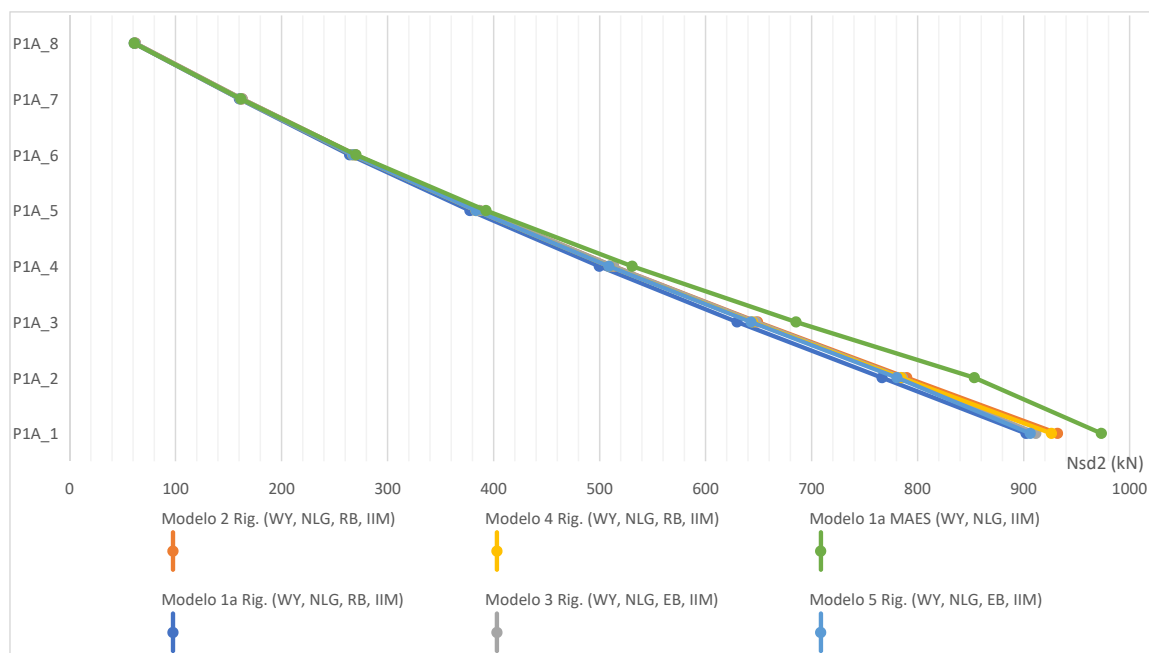
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 20 – Momentos de segunda ordem máximos por pavimento no P1B - Envoltória



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 21 – Forças axiais de segunda ordem máximas por pavimento no P1A - Envoltória



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados de força axial do pilar P1B foram suprimidos uma vez que não

apresentaram variação significativa em nenhum dos pavimentos entre os modelos analisados.

Como esperado, tanto os momentos quanto a força normal nos pilares do pórtico plano (1a) em análise rigorosa deram origem a resultados inferiores de esforço em relação à análise simplificada, uma vez que todos os pilares do pórtico contribuem integralmente para a estabilidade lateral do próprio pórtico. Isso não acontece nos modelos tridimensionais, onde estes pilares avaliados, passam a ser solicitados (ou “penalizados”) pela estrutura contraventada, que não contribui a rigidez lateral.

Nos pórticos tridimensionais, observa-se um comportamento semelhante em todos eles, nos pavimentos superiores, em relação ao momento fletor, sendo estes superiores aos do pórtico plano, mas ainda assim inferiores aos do MAES.

Ambos os modelos de laje avaliados, mostraram um comportamento rígido do diafragma para a atuação do vento na direção Y, o que explica a proximidade dos resultados dos modelos 2 e 4, bem como 3 e 5. Já nos modelos 3 e 5, devido ao engastamento da base, de todos os pilares do edifício na fundação, observa-se uma considerável redução dos momentos na base. Enquanto isso, nos modelos 2 e 4, devido a articulação dos pilares do sistema contraventado, a estrutura de contraventamento é onerada em termos de força axial, e também em momentos fletores, principalmente na base. Nestes últimos 2 modelos, um breve desvio nos momentos solicitantes também pode ser observado nos pavimentos 2 e 3, e que, ao que tudo indica, são provenientes da continuidade (ou engastamento) entre pilares, associado ao vínculo de translação com a fundação impedido, em conjunto com os efeitos do diafragma rígido dos pavimentos, que afetaram o resultado desta forma.

Por fim, no modelo do pórtico plano é notória, portanto, a majoração feita pelo MAES, principalmente se tratando de momentos fletores, deixando dúvidas em relação ao limite aceitável de deslocabilidade para aplicar o método e do quão aceitáveis são os erros inerentes de sua aplicação, dado seu distanciamento do mesmo modelo analisado rigorosamente.

4.3 VENTO ATUANDO NA DIREÇÃO X

4.3.1 Modelos 1b e 1c - Análise geométrica rigorosa

Para o vento atuante na direção X, procedem-se os cálculos de maneira análoga aos já realizados na seção anterior, mas desta vez relativa aos modelos 1b e 1c.

Dada a classificação da estrutura como sendo de pequena deslocabilidade, relativa à análise via MAES da subseção seguinte, realizou-se a análise geométrica rigorosa do pórtico contraventado, nas variações do vínculo engastado e rotulado com a fundação.

Considerando os efeitos de segunda ordem através da análise incremental iterativa do software ANSYS Inc. (2017), para estes modelos, pôde-se obter os resultados a seguir para a análise geométrica rigorosa da estrutura bidimensional.

Tabela 20 – Solicitações de cálculo para Vento em X no modelo 1b - Envoltória

Pilar	N_{sd1} (kN)	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}-1}{N_{sd1}}$ (%)
P3B_1	3080.3	3083.6	0.1
P3B_2	2681.1	2683.8	0.1
P3B_3	2286.9	2289	0.1
P3B_4	1900.2	1901.6	0.1
P3B_5	1520.1	1521.1	0.1
P3B_6	1146.6	1147.2	0.1
P3B_7	781.9	782.2	0.0
P3B_8	441	441.1	0.0
P3B_9	170.4	170.4	0.0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que os efeitos $P - \delta$ não influíram e os $P - \Delta$, pouco o fizeram na estrutura. O comportamento já era esperado, partindo de uma aproximação grosseira de que os deslocamentos em serviço já haviam se distanciado bastante dos limites normativos, mostrando um comportamento rígido do pórtico.

4.3.2 Modelos 1b e 1c - MAES

A classificação da estrutura é inicialmente apresentada na tabela 21, sendo feita para a combinação de número 3, por conter as maiores cargas verticais, além de conter carga horizontal. O modelo analisado, neste caso, foi o 1b (engastado na base).

Tabela 21 – Classificação da estrutura para Vento em X no modelo 1b - Combinação 3

Pavimento	R_s	Δ_h (cm)	h (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	B_2
1	1	0.067	300	38 677	228.6	1.042
2	1	0.092	300	33 713	208.9	1.052
3	1	0.108	300	28 748	185.4	1.059
4	1	0.121	300	23 784	160.5	1.063
5	1	0.127	300	18 819	134.1	1.063
6	1	0.128	300	13 855	106.8	1.059
7	1	0.146	300	8 891	78.5	1.058
8	1	0.131	300	3 926	47.1	1.038
9	1	0.114	300	486	15.7	1.012

Fonte: Elaborado pelo autor.

O modelo 1c não fora aqui representado, uma vez que, comparado com o modelo 1b, e considerando-se quatro algarismos significativos, apresentou resultados aproximadamente iguais. A partir da tabela 21, pôde-se classificar a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos laterais como de pequena deslocabilidade ($\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1, 1$). Dito isto, é calculado o coeficiente de efeitos de segunda ordem local, na tabela 22 a seguir.

Tabela 22 – Cálculo de B_1 para Vento em X no modelo 1b - Combinação 3

Pilar	$-M_1/M_2$	C_m	N_{sd1} (kN)	Perfil	I (cm ⁴)	N_e (kN)	B_1	B_{1adot}
P3B_1	-0.802	0.921	3 080.1	HP310X93	6 370	13 971	1.18	1.18
P3B_2	-0.781	0.912	2 681.2	HP310X93	6 370	13 971	1.13	1.13
P3B_3	-0.754	0.902	2 286.9	HP310X79	5 290	11 602	1.12	1.12
P3B_4	-0.721	0.888	1 900.2	HP310X79	5 290	11 602	1.06	1.06
P3B_5	-0.676	0.871	1 520.1	HP310X79	5 290	11 602	1.00	1.00
P3B_6	-0.616	0.846	1 146.6	HP310X79	5 290	11 602	0.94	1.00
P3B_7	-0.531	0.812	781.9	HP310X79	5 290	11 602	0.87	1.00
P3B_8	-0.405	0.762	441.0	HP310X79	5 290	11 602	0.79	1.00
P3B_9	0.000	0.600	170.4	HP310X79	5 290	11 602	0.61	1.00

Fonte: Elaborado pelo autor.

Da mesma forma, ambos os modelos 1b (rotulado) e 1c (engastado) forneceram resultados iguais, e apesar de existirem efeitos $P - \delta$ a serem considerados, as solicitações de momento são muito baixas, tornando-as irrelevantes. Os resultados de B_2 anteriormente calculados na tabela 21 já são os definitivos. Proceda-se então à obtenção das forças de cálculo atuantes nos pilares, na tabela 23.

Tabela 23 – Solicitações de cálculo e coeficientes para Vento em Y no modelo 1b - Envoltória

Pilar	B_2	N_{sd2} (kN)	M_{sd2} (kN.m)
P3B_1	1.037	3088.6	0.8
P3B_2	1.047	2689.8	0.8
P3B_3	1.054	2294.2	0.3
P3B_4	1.058	1905.7	0.3
P3B_5	1.058	1523.7	0.2
P3B_6	1.054	1148.5	0.7
P3B_7	1.054	782.8	0.7
P3B_8	1.036	441.2	0.5
P3B_9	1.011	170.4	0.4

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se concluir que a única diferença apresentada para ambos os modelos foi de que no modelo 1c, devido ao engastamento dos pilares contraventados, a envoltória de ações forneceu um resultado de momento máximo nas bases de $M_{sd2} = 5.2kN.m$. O engastamento, como já era de se esperar, para esta direção, não teve contribuição significativa neste modelo, uma vez que, ainda que engastado, o pilar é solicitado a flexão em torno do seu eixo de menor inércia. Não é, portanto, este vínculo que oferece grande rigidez ao sistema, mas sim os contraventamentos.

4.3.3 Modelos 2 e 3 - Análise geométrica rigorosa

Nos modelos com diafragma rígido (*master-slave*) 2 e 3, sendo eles os modelos com vínculo dos pilares contraventados articulado e engastado na fundação, respectivamente.

Tabela 24 – Solicitações de cálculo para Vento em X no modelo 2 e 3 - Envoltória

Pilar	N_{sd1} (kN)	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}}{N_{sd1}}-1$ (%)
P3B_1	3070.0	3082.6	0.4
P3B_2	2671.6	2681.3	0.4
P3B_3	2278.8	2285.9	0.3
P3B_4	1893.5	1898.1	0.2
P3B_5	1515.0	1517.6	0.2
P3B_6	1142.2	1143.4	0.1
P3B_7	779.8	780.1	0.0
P3B_8	439.7	439.7	0.0
P3B_9	170.4	170.4	0.0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Sendo os momentos, irrisórios no modelo engastado na base, ambos os modelos forneceram os mesmos resultados para esforço axial, sem diferenças a serem consideradas.

4.3.4 Modelos 4 e 5 - Análise geométrica rigorosa

Na análise rigorosa, desta vez dos modelos 4 e 5 e diafragma rígido com elemento de casca, sendo obtidos os resultados idênticos para ambos os modelos, resumidos na tabela 25.

Tabela 25 – Solicitações de cálculo para Vento em X nos modelos 4 e 5 - Envoltória

Pilar	N_{sd1} (kN)	N_{sd2} (kN)	$\frac{N_{sd2}}{N_{sd1}}-1$ (%)
P3B_1	3065.9	3075.7	0.3
P3B_2	2667.8	2675.3	0.3
P3B_3	2275.1	2280.3	0.2
P3B_4	1890.1	1893.2	0.2
P3B_5	1511.8	1513.4	0.1
P3B_6	1139.4	1140.0	0.1
P3B_7	777.6	777.6	0.0
P3B_8	438.4	438.4	0.0
P3B_9	169.7	169.7	0.0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Sendo os momentos, irrisórios no modelo engastado na base, ambos os modelos forneceram os mesmos resultados.

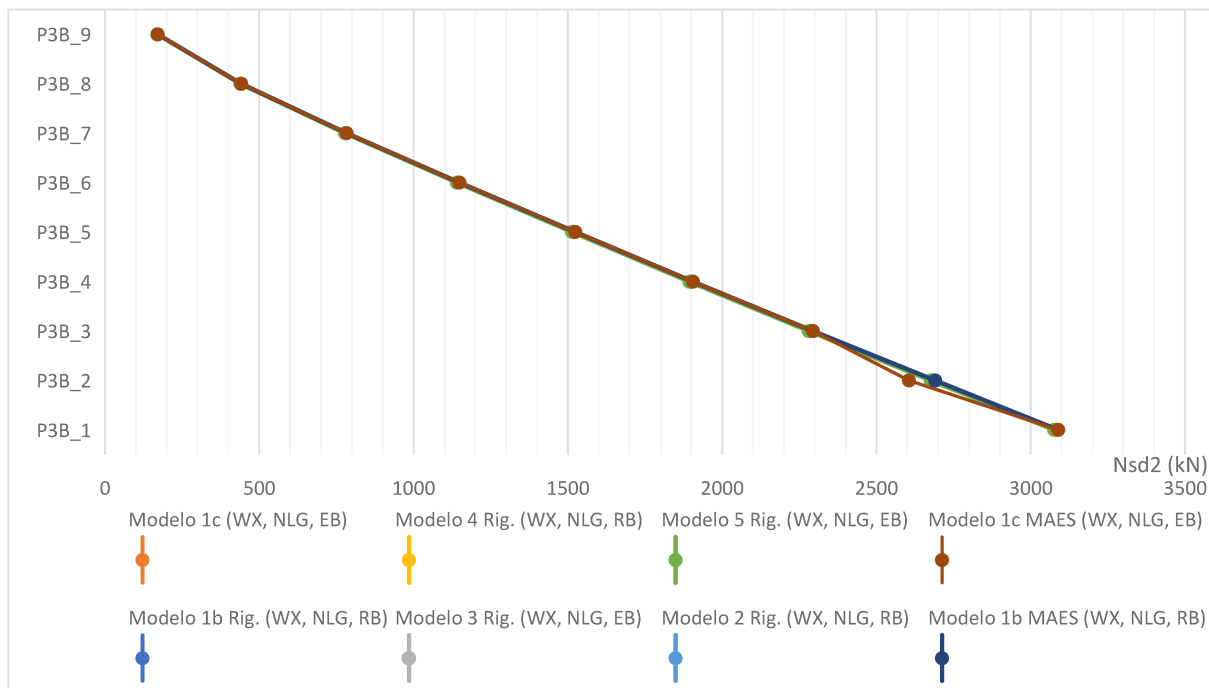
Os modelos 4 e 5, entre si, apresentaram variação do esforço de segunda ordem muito semelhante a dos modelos 2 e 3. Apesar da variação ser semelhante, a solicitação foi sutilmente menor nos modelos 4 e 5, em cerca de 3.5 % em relação aos modelos 2 e 3.

4.3.5 Resumo dos resultados

Nesta seção, foi analisado o Pilar P3B, pertencente a um pórtico contraventado em diferentes contextos de modelos do edifício. Das análises realizadas, pôde-se concluir que não existem esforços de flexão preponderantes nos pilares do pórtico, que trabalham majoritariamente sob esforços axiais, como o era esperado.

Com amparo nos diferentes métodos de consideração dos efeitos locais e globais de segunda ordem, foi possível obter, para cada modelo, os seguintes resultados ilustrados na Figura 22 para a envoltória da força axial máxima solicitante de cálculo do pilar P3B.

Figura 22 – Forças axiais de segunda ordem máximas por pavimento no P3B - Envoltória



Fonte: Elaborado pelo autor.

Repara-se que as solicitações de segunda ordem são extremamente semelhantes para todos os modelos na posição deformada. É constatado também, que o pórtico apresenta grande rigidez, não apresentando diferenças significativas nas solicitações para os diferentes modelos de laje, havendo, porém, um pequeno desvio contra a segurança do modelo 1c e que se deve, a valores sutilmente menores obtidos pelo procedimento do MAES, durante

os cálculos dos esforços das estruturas nt e lt nestes pavimentos, mas que não configuram um erro relevante.

Capítulo 5

CONCLUSÃO

A adoção de um método mais dispendioso, computacionalmente falando, para avaliar os esforços decorrentes de efeitos de segunda ordem numa edificação, teve como objetivo comparar os diferentes métodos e modelos, para tornar mais claras as diferenças existentes entre eles, frente ao comportamento da estrutura. Partindo do projeto do edifício exemplo de Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho (2008), foi possível realizar diversas análises fazendo uso de métodos rigorosos pelo processo iterativo de Newton, e também de aproximados por meio do Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, preconizado pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

O projeto de exemplo, entretanto sofreu algumas alterações, a citar a forma dos carregamentos aplicados, e a conexão rígida entre todos os pilares. Algumas considerações foram feitas, relativas ao vínculo da fundação com os pilares não pertencentes ao pórtico rígido, adoção de diferentes modelos de laje e modelagem da estrutura em forma bi e tridimensional, dando origem às variáveis avaliadas.

No modelos do pórtico contraventado, inicialmente classificado como de pequena deslocabilidade pelo MAES, foi possível observar um comportamento condizente com o esperado em relação às solicitações normais de segunda ordem nos pilares, que tiveram baixa variabilidade entre os modelos avaliados.

No pórtico rígido, a partir da classificação de média deslocabilidade do MAES, foram reduzidas as rigidezes das barras. Com isso, das análises no pórtico plano de acordo com a norma, foi possível reparar as respostas conservadoras do modelo, principalmente em termos de momento fletor, e que fora impactado fortemente por tal redução de rigidez. Diante disso, observou-se para as análises desta direção, um comportamento mais característico dos modelos frente as variáveis impostas, e deste, foi possível concluir que para o edifício analisado, as considerações de laje com elemento de casca bem como diafragma rígido não apresentaram diferenças, mostrando o comportamento rígido das lajes no contexto da estrutura tridimensional. Além disso, reparou-se que os pilares do sistema contraventado, quando engastados na base podem tornar muito menores as solicitações nos pilares da estrutura de contraventamento formada pelo pórtico rígido, ao contrário do que se observou

nos modelos em que os pilares contraventados são rotulados na base.

Os resultados mostraram que o MAES é útil de ser abordado, portanto, para situações usuais e relativamente simples de cálculo, onde haja significativa repetição dos esforços e geometrias na estrutura, principalmente na existência de 1, ou ainda melhor, 2 eixos de simetria, tornando o dimensionamento menos oneroso. Sua validade se dá principalmente para pórticos de baixa deslocabilidade, menor que 1.1, entretanto, é questionável quando abrange pórticos de maior deslocabilidade, principalmente se tratando de pórticos simplificados, provenientes de uma estrutura tridimensional, onde não se captam os efeitos da tridimensionalidade adequadamente. Suas respostas na estrutura foram sempre mais conservadoras, principalmente no modelo em que a estabilidade da estrutura é assegurada pela flexão das barras.

5.1 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

- Considerar as imperfeições iniciais geométricas através de deslocamentos impostos na estrutura;
- Avaliar os efeitos das não linearidades geométricas também nos outros elementos da estrutura;
- Incorporar formalmente a não linearidade física na análise;
- Estabelecer uma análise considerando a rigidez efetiva das ligações.

Referências

- ABNT. *NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980. 6 p. 43, 44
- ABNT. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988. 66 p. 19, 28, 29, 45, 46
- ABNT. *NBR 8681: Ações e Seguranças nas Estruturas*. Rio de Janeiro, 2003. 15 p. 52
- ABNT. *NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, 2008. 237 p. 7, 9, 19, 20, 25, 26, 36, 37, 40, 43, 44, 47, 51, 57, 71
- Alves Filho, A. *Elementos Finitos: A base da tecnologia CAE: análise não linear*. 1. ed. São Paulo, SP: [s.n.], 2012. ISBN 978-85-365-1972-2. 33, 34, 35
- ANSI. AISC 360: Specification for Structural Steel Building. p. 676, 2016. ISSN 1001-7372. 27, 33, 36, 38
- ANSYS Inc. ANSYS Mechanical APDL Documentation. *ANSYS Man.*, Release 14, n. November, p. 724–746, 2013. 53
- ANSYS Inc. *ANSYS*. 2017. 22, 51, 56, 64
- BANKI, A. L. *Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios*. 376 p. Tese (Monografia) — Universidade Federal de Santa Catarina, 1999. 32
- Bellei, I. H.; Pinho, F. O.; Pinho, M. O. *Edifícios de Múltiplos Andares em Aço*. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008. 556 p. ISBN 978-85-7266-184-3. 21, 24, 25, 30, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 47, 48, 53, 71
- BLESSMANN, J. *O vento na engenharia estrutural*. [S.l.]: Editora da Universidade/UFRGS, 1995. 166 p. ISBN 8570253621. 28
- BOERIA, D. J. *Estudo das imperfeições locais e globais no cálculo da resistência de elementos de estruturas em aço*. 93 p. Tese (Dissertação de Mestrado) — Universidade de Passo Fundo, 2017. 26
- BROCKENBROUGH, R. L.; MERRITT, F. S. *Structural steel designer's handbook*. 3. ed. [S.l.]: McGraw-Hill Professional, 1999. 1201 p. ISBN 0070087822. 28
- CALLEJAS, I. J. A. *Análise e dimensionamento de estruturas metálicas planas considerando a não linearidade geométrica e física*. 202 p. Tese (Tese (Doutorado)) — Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil., 1998. 33
- CHAVES, J. R. F. *Análise dinâmica de pórticos metálicos contraventados*. 77 p. Tese (Dissertação de Mestrado) — Universidade de Brasília, 2009. 25
- CORRÊA, M. R. S. *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. São Carlos, 1991. 331 p. 23

- DEFILTRO, V. F. *Dimensionamento de um edifício sismo resistente*. 85 p. Tese (Monografia) — Universidade Federal de Santa Catarina, 2018. 41, 42
- Fakury, R. H. ; Castro e Silva, A. L. R. ; Caldas, R. B. *Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto*. 1. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil Ltda, 2016. 1500 p. 26, 27
- GALAMBOS, T. V.; SUROVEK, A. E. *Structural stability of steel : concepts and applications for structural engineers*. 1. ed. [S.l.]: Wiley, 2008. 373 p. ISBN 9780470037782. 27, 32, 39, 40
- MARTHA, L. F. *Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos*. 2. ed. [S.l.]: Elsevier, 2017. 30
- ORMONDE, P. C. *Software educacional livre para análise não linear de pórticos planos em estruturas metálicas*. 123 p. Tese (Dissertação (mestrado)) — Universidade Federal de São Carlos, 2013. 32
- PFEIL, W.; PFEIL, M. *Estruturas de aço - Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008*. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 382 p. 26, 27, 30
- SHAYAN, S. *System Reliability-based design of 2D steel frames by advanced analysis*. Tese (Tese de Doutorado) — University of Sydney, Sydney, Australia, 2013. 26
- TARANATH, B. S. *Earthquake Effects on Buildings from: Tall Building Design, Steel, Concrete, and Composite Systems*. 2016. 69–221 p. Disponível em: <<https://www.routledgehandbooks.com/doi/10.1201/9781315374468-4>>. 23, 24
- VIGETA, J. L. *Determinação dos efeitos estáticos devido à ação do vento em estruturas de grande altura*. 104 p. Tese (Monografia) — Universidade Federal de Santa Catarina, 2017. 28
- ZIEMIAN, R. D. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 6. ed. [S.l.]: Wiley, 2010. 1078 p. ISSN 01410296. ISBN 9780470085257. 23, 31