



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

JOÃO ADRYANO PEREIRA QUEIROZ

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS METÁLICOS DE
VIGAS INCLINADAS SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008 E MÉTODO NUMÉRICO.**

**PALMAS
2018**

JOÃO ADRYANO PEREIRA QUEIROZ

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS METÁLICOS DE
VIGAS INCLINADAS SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008 E MÉTODO NUMÉRICO.**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do grau de Bacharel no
Curso de Engenharia Civil do Instituto
Federal do Tocantins – *Campus*
Palmas.

Orientador: Prof. Dr. Thiago Dias de
Araújo e Silva

**PALMAS
2018**

Queiroz, J. A. P.

Análise comparativa da estabilidade de pórticos metálicos de vigas inclinadas segundo ABNT NBR 8800:2008 e método numérico / João Adryano Pereira Queiroz. – Palmas, 2018. 68 f.

Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins, Campus Palmas, 2018.

Orientador(a): Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva

1. Análises. 2. Aço. 3. Estrutura. 4. Pórticos. I. Análise comparativa da estabilidade de pórticos metálicos de vigas inclinadas segundo ABNT NBR 8800:2008 e método numérico.

JOÃO ADRYANO PEREIRA QUEIROZ

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS METÁLICOS DE
VIGAS INCLINADAS SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008 E MÉTODO NUMÉRICO.**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do grau de Bacharel no
Curso de Engenharia Civil do Instituto
Federal do Tocantins – Campus
Palmas.

Aprovado em: 09 / 04 / 2018

BANCA AVALIADORA

Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva (Orientador)
IFTO – *Campus* Palmas

Prof. Dr. Moacyr Salles Neto
IFTO – *Campus* Palmas

Prof. Me. Caroline Rezende Couto Luz
IFTO – *Campus* Palmas

Prof. Esp. José Silvério de Oliveira Júnior
CEULP/ULBRA

AGRADECIMENTOS

Ao IFTO (Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins) e a todos professores desta instituição, pela oferta de aprendizado, amadurecimento profissional, e pelo espaço cedido a minha formação acadêmica.

Ao meu orientador, Dr. Thiago Dias, pela sua orientação, dedicação, seriedade, compromisso e posição prestativa.

Aos meus pais, João e Keylla, pela confiança, amor e apoio nessa jornada acadêmica, além de exemplo de perseverança para a vida.

A minha avó querida, Dona Elody Santiago, pelo carinho, amor e incentivo aos estudos.

A Paula, pelo incentivo, compreensão, amor e carinho durante as épocas de maiores demandas acadêmicas.

A Dr^a. Rita Guimarães, pelo carinho e ainda pelos conselhos e ensinamentos.

Aos meus irmãos e primos, por estarem sempre alegrando meu dia a dia e me fortalecendo.

A meu amigo Maicon Andrade pelo companheirismo, amizade e exemplo de caráter.

A Dona Laudecy, pelo carinho e apoio.

A todos os meus queridos amigos e parceiros de curso, Alaerço, Wesley, Arthur, Chianca, Pedro Augusto, Poliana, Camila, Isabela, Fablynne, Dafne e Renata, pelos momentos de felicidade, descontração, estudos, além da amizade e companheirismo.

A todos que de alguma forma me ajudaram chegar até aqui.

“A melhor maneira de prever o futuro é criá-lo.”

(Peter Drucker)

RESUMO

Em análises do comportamento de estruturas metálicas são requeridas considerações dos efeitos devidos a não linearidade geométrica, tanto globais $P-\Delta$ como locais $P-\delta$. Tais efeitos devem ser considerados, pois, devido as ações aplicadas, a estrutura tende a se deformar e criar excentricidades, alterando os valores dos seus esforços internos. Neste trabalho é avaliado a aplicabilidade das disposições da ABNT NBR 8800:2008 relativos à necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem em pórticos de vigas inclinadas. Para tanto, usou-se da comparação entre o método B1/B2 da norma citada e a metodologia determinada por Esteves com a análise numérica, através de uma análise estrutural em regime elástico realizada em famílias de pórticos com vigas inclinadas. Verificou-se que o fator B2 não assume valores capazes de classificar corretamente as estruturas quanto a seus deslocamentos, e ainda a existência de resultados inconsistentes quando utilizado os métodos simplificados.

Palavras-chave: Análises. Aço. Estrutura. Esforços. Pórticos.

ABSTRACT

In analyzes of the behavior of steel structures, considerations of the effects due to geometric non-linearity, both global $P-\Delta$ and $P-\delta$ sites, are required. Such effects must be considered, therefore, because of the actions applied, the structure tends to deform and create eccentricities, altering the values of their internal strenghts. In this work the applicability of the provisions of ABNT NBR 8800: 2008 regarding the necessity of accounting for the effects of second order in sloped beam gates is evaluated. In order to do so, we used a comparison between the method B1 / B2 of the cited standard and the methodology determined by Esteves with the numerical analysis, through a structural analysis in elastic regime realized in families of frames with inclined beams. It was verified that the factor B2 does not assume values able to correctly classify the structures as to their displacements, and also the existence of inconsistent results when using the simplified methods.

Keywords: Analyzes. Steel. Structure. Strenghts. Frames.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Conceito de estabilidade	19
Figura 2 - Diagrama genérico entre relações tensões x deformações do aço macio	21
Figura 3 - Comportamento elasto-plástico	22
Figura 4 - Efeitos da não linearidade geométrica local e global	24
Figura 5 - Comportamento estrutural de acordo com diferentes níveis de análise....	25
Figura 6 - Efeito comparativo do contraventamento de pórticos no valor carga crítica P _{cr}	27
Figura 7 - Pórtico submetido a um parâmetro λ de carga crítica	28
Figura 8 - Forças equivalentes	30
Figura 9 - Métodos de análise segundo ABNT BNR 8800:2008	35
Figura 10 - Modelo de análise	36
Figura 11 - Discretização de um pórtico em elementos finitos de barra	41
Figura 12 - Configuração de carregamento simétrico	42
Figura 13 - Configuração de carregamento assimétrico.....	42
Figura 14 - Configuração geométrica dos pórticos analisados.....	43

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PR2).....	49
Gráfico 2 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PR1).....	50
Gráfico 3 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PE2).....	56
Gráfico 4 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PE1).....	56

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação das deslocabilidades das estruturas	31
Quadro 2 - Modelos de análise	40
Quadro 3 - Carregamentos considerados para análises	43
Quadro 4 - Combinações de análises	44
Quadro 5 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR2	47
Quadro 6 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR1	47
Quadro 7 - Momentos solicitantes para família PR2	51
Quadro 8 - Momentos solicitantes para família PR1	52
Quadro 9 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE2	54
Quadro 10 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE1	54
Quadro 11 - Momentos solicitantes para família PE2	57
Quadro 12 - Momentos solicitantes para família PE1	58

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EC	Eurocódigo
EN	<i>European Standard</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
MAES	Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes
SAP	<i>Structural Analysis Program</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

$P-\delta$	Efeitos locais de segunda ordem
$P-\Delta$	Efeitos globais de segunda ordem
Δ_1	Deslocamento lateral em análise de primeira ordem
Δ_2	Deslocamento lateral em análise de segunda ordem
Δ	Deslocamento global
E	Módulo de Elasticidade
I	Momento de Inércia da seção transversal
N_{Sd}	Esforço axial solicitante de cálculo
A_g	Área bruta da seção transversal
F_y	Resistência de escoamento do aço
M_{Sd}	Momento Fletor solicitante de cálculo
λ_{cr}	Parâmetro de carga crítica
MPa	Megapascal
σ	Tensão normal
ε	Deformação específica
P_{cr}	Carga crítica
δ	Deslocamento local
m	Metros
KN	Quilonewton

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	PROBLEMA DE PESQUISA.....	15
3	JUSTIFICATIVA	16
4	OBJETIVOS	17
4.1	Objetivo geral.....	17
4.2	Objetivos específicos	17
5	REFERENCIAL TEÓRICO	18
5.1	Considerações de análise global	18
5.2	Estabilidade.....	19
5.3	Modos de análise quanto ao material	19
5.3.1	Análise global elástica	21
5.3.2	Análise global plástica	21
5.4	Imperfeições.....	22
5.5	Modos de análise quanto aos efeitos de deslocamentos	23
5.5.1	Análise de primeira ordem	23
5.5.2	Análise de segunda ordem	23
5.6	Níveis de análise	24
5.7	Métodos de análise para avaliação da estabilidade	26
5.8	Método de Horne	27
6	REVISÃO DE LITERATURA SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008	29
6.1	Estabilidade dos elementos estruturais	29
6.2	Classificação estrutural devido aos deslocamentos laterais	31
6.3	Considerações para dimensionamento	32
6.4	Determinação dos esforços solicitante para estados-limites últimos	33
6.4.1	Estruturas de Pequena e Média Deslocabilidade	33
6.4.2	Estrutura de grande deslocabilidade	34
6.5	Método da amplificação dos esforços solicitantes (B1/B2).....	35
6.5.1	Coeficiente B_1	36
6.5.2	Coeficiente B_2	38
7	METODOLOGIA.....	39
7.1	Discretização do pórtico	41
7.2	Caracterização geométrica e de carregamento	42

7.3	Combinações de análises	44
8	ANÁLISES E RESULTADOS.....	45
8.1	Pórticos rotulados Famílias – PR1 e PR2	46
8.2	Pórticos engastados Famílias – PE2 e PE1.....	53
9	CONCLUSÕES	59
10	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	60
11	REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO.....	61
	ANEXO A.....	63

1 INTRODUÇÃO

O objetivo de uma análise estrutural é mensurar os efeitos das ações sobre a estrutura afim de se efetuarem verificações de estados-limites últimos e de serviços, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), norma brasileira para projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Porém, deve-se assegurar ainda que nenhum estado limite relevante seja excedido.

A NBR 8800 (ABNT, 2008), faz menção à classificação dos tipos de análises estruturais de acordo com considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura. Quanto aos materiais, os esforços podem ser determinados por análise global elástica e/ou análise global plástica. Com relação aos efeitos dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por uma análise linear, com base na teoria de primeira ordem; e análise não linear, considerando os efeitos de segunda ordem.

Devido a pesquisas no campo das propriedades físicas e mecânicas do aço, foi conduzido um desenvolvimento de estruturas metálicas cada vez mais caracterizadas por elementos lineares de esbeltez considerável (MARTINS, 2011, p. 1).

Assim, no aspecto da estabilidade das estruturas de aço, são requeridas verificações quanto aos seus deslocamentos, de acordo com a classificação da deslocabilidade dada pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

Segundo Simões (2014, p. 15), os efeitos de segunda ordem, através de uma análise não linear, devem ser levados em consideração se aumentarem significativamente os esforços ao longo da estrutura ou modificarem o comportamento da mesma.

Com relação a estes efeitos nomeados de segunda ordem, Silva et. al. (2016, p. 59) abordou os principais aspectos de análise e estabilidade estrutural da EN 1993-1-1:2010 e da ABNT NBR 8800:2008 para pórticos metálicos. Em seu estudo foram feitas comparações através da análise estrutural de três pórticos planos ortogonais utilizando a análise numérica e as metodologias simplificadas recomendadas por cada norma técnica. Dessa forma, foram verificadas a significativa influência dos efeitos de 2ª ordem nos esforços internos e deslocamentos das estruturas, como também, a proximidade entre resultados obtidos com a norma brasileira e europeia através da análise simplificada.

Esteves (2014), avaliou os efeitos de segunda ordem global em famílias de pórticos metálicos de vigas inclinadas com 2 e 3 vãos, alterando a posição dos carregamentos, com o objetivo de investigar a aplicabilidade relativas à necessidade de consideração destes efeitos seguindo as disposições do EC3. Assim, constatou-se então, que o método de amplificação dos esforços de primeira ordem do EC3 não fornece estimativas precisas para os momentos fletores de 2ª ordem. Com isso, o autor propôs um novo método simplificado desenvolvido com base na observação das características da configuração deformada do pórtico em 1ª ordem, e das configurações dos modos de instabilidade relevantes do pórtico. Tal método apresentou resultados satisfatórios e poucos conservadores em comparação a uma análise geométrica não linear numérica realizada com o software SAP 2000.

Camotim e Silvestre (2007, p. 804), também apresentaram resultados de estudos sobre a estabilidade e o comportamento de segunda ordem para pórticos em aço com vigas inclinadas. Foram abordados cálculos exatos e aproximados quanto a carga de bifurcação e momentos secundários para a definição de um procedimento de análise eficiente. Tais autores constataram que o comportamento não linear global da geometria do pórtico em estudo é qualitativamente diferente para cada elemento que o compõe. Além disso, concluíram que a abordagem do EC3 quanto aos efeitos de segunda ordem globais não pode ser prontamente estendida para estruturas de vigas inclinadas.

Nesse íterim, este estudo busca avaliar em caráter analítico e numérico as disposições da norma brasileira de projeto de estruturas de aço no que se refere aos esforços devidos a não linearidade geométrica, ditos de segunda ordem, onde é feito uma abordagem do método simplificado considerando pórticos de vigas inclinadas com dois vãos em comparação com análise numérica no software SAP2000.

2 PROBLEMA DE PESQUISA

A sobreposição de esforços devido a não linearidade geométrica em estruturas metálicas atingem valores com efeitos consideráveis para análises de estabilidade. Esteves (2014), abordou em seu estudo a variação da geometria para vários pórticos com vigas inclinadas para conhecer o comportamento destes esforços de 2ª ordem. Foram estudadas estruturas com geometrias correntemente utilizadas

em aplicações práticas na indústria da construção civil no intuito de verificar as condições de estabilidade para estes pórticos e avaliar o domínio de validade e precisão do método proposto pelo EC3 para determinação aproximada dos efeitos de 2ª ordem do tipo global. No caso geral, mostrou-se que a abordagem preconizada pelo EC3-1-1 para verificação da segurança quanto aos fenômenos de instabilidade não pode ser aplicada a pórticos de vigas inclinadas com 2 e 3 vãos.

Silva et. al. (2016, p. 59), destacou a semelhança entre análises com métodos aproximados recomendados pelas normas EC3-1-1: 2010 e ABNT NBR 8800:2008, quando abordou os principais aspectos das análises de estabilidade estrutural em pórticos metálicos ortogonais considerando as orientações destas mesmas normativas. Foi verificado a grande significância dos efeitos de 2ª ordem para os esforços internos e deslocamentos das estruturas.

O Método de Horne, como será demonstrado neste trabalho, foi base para desenvolvimento da metodologia simplificada para cálculo de esforços de 2ª ordem do EC3-1-1, como também da NBR 8800 através dos coeficientes B1 e B2. Enquanto na norma europeia se tem uma abordagem direta do método, na norma brasileira faz-se primeiramente uma análise indireta dos deslocamentos para classificação das estruturas. Esta classificação é dada através da relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, em análise não linear, de segunda ordem, e aqueles obtidos por análise linear de primeira ordem. Conforme item 4.9.4.8 da norma NBR 8800 (ABNT,2008), esta relação pode ser aproximada de maneira aceitável pelo valor do coeficiente B2 sem a consideração das imperfeições iniciais de material.

Dessa forma, este estudo aborda em caráter analítico e numérico as disposições da norma brasileira de projeto de estruturas de aço no que se refere aos esforços de segunda ordem quando na abordagem do método simplificado para com pórticos de vigas inclinadas.

3 JUSTIFICATIVA

Segundo Reis e Camotim (2001), a concepção estrutural se define na arte do compromisso que o projetista assume para gerir da melhor maneira os aspectos de segurança, economia e estética. Assim, a teoria da estabilidade estrutural aplicada às análises se ocupa de estudar os fenômenos que condicionam o comportamento e a segurança das estruturas esbeltas.

Nesse aspecto, os efeitos devido a não linearidade geométrica assumem grande relevância no quesito de estabilidade e dimensionamento em estruturas metálicas que, em grande parte, tendem a geometrias cada vez mais esbeltas.

Carneiro e Martins (2008, p. 23), relatam que os efeitos de 2ª ordem, devido a não linearidade geométrica, podem levar a danos de diversas gravidades desde a fissuração de painéis de alvenaria até a fissuração de partes da estrutura, induzindo o sistema a um colapso global. Dessa mesma forma, prédios que utilizam de estruturas de aço podem ser levados a ruína quando não contabilizados estes efeitos. Assim, segundo os autores, como as estruturas se tornam cada vez mais esbeltas e, portanto, menos resistentes a deformações, a necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem aumenta, sendo mais especificamente em seus efeitos globais.

Assim, este estudo visa avaliar as disposições da norma brasileira de estruturas de aço NBR 8800 (ABNT, 2008), quando na consideração dos efeitos de segunda ordem para pórticos planos com vigas inclinadas. Tal análise se justifica pela presente problemática esplanada nos trabalhos de Esteves (2014), e Silva (2016), quanto a imprecisão do método aproximado do EC3 na determinação dos efeitos de segunda ordem e a correspondência entre este com o método simplificado da norma brasileira (B2), frente a grande relevância que eles assumem quando na análise da estabilidade estrutural.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo geral

Investigar a aplicabilidade e o domínio de validade das disposições do método simplificado da ABNT NBR 8800:2008 relativos à determinação e necessidade de consideração aos efeitos de 2ª ordem para com pórticos compostos com vigas inclinadas.

4.2 Objetivos específicos

- Averiguar a precisão de esforços nas estruturas em estudo através de análise numérica com software SAP 2000;

- Obtenção de resultados de esforços por meio de análise simplificada conforme norma brasileira de projeto de estruturas de aço e ainda conforme metodologia determinada por Esteves (2014);
- Realizar estudo comparativo entre métodos numérico e simplificado;

5 REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 Considerações de análise global

Uma análise global dos esforços em uma estrutura metálica depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, considerando ainda as características de estabilidade global, estabilidade de seus elementos, comportamento das ligações, imperfeições e deformabilidade dos apoios (SIMÕES, 2014, p. 13).

Seguindo diretrizes da ABNT NBR 8800:2008, o modelo de cálculo para uma análise global deve ser coerente com as hipóteses de cálculo, simulando as condições reais da estrutura, refletindo com precisão o seu comportamento no estado limite considerado e o tipo de comportamento previsto para as seções transversais, elementos, ligações e apoios. Esta mesma norma define parâmetros para a análise de estruturas em aço de acordo com a sua classificação quanto a deslocabilidade e ainda de acordo com o comportamento do aço adotado como material. Nesse último aspecto, as análises estruturais deverão ser feitas em caráter elástico (análise global elástica) e/ou plástico (análise global plástica).

O comportamento de uma estrutura submetida a um conjunto de ações pode ser definido como a relação que existe entre os valores dessas ações e os efeitos por elas provocados. Essa definição requer considerações das equações de equilíbrio, e das relações cinemáticas que envolvem aspectos de deformações e deslocamentos (REIS; CAMOTIM, 2001, p. 14).

Dessa forma, no aspecto da estabilidade, a NBR 8800 (ABNT, 2008) considera para os efeitos dos deslocamentos em estruturas metálicas, a análise linear com base na geometria indeformada da estrutura; e análise não linear, com base na geometria deformada da estrutura.

5.2 Estabilidade

Para Reis e Camotim (2001, p. 2), o projeto de uma estrutura não se baseia unicamente em conceitos de segurança relacionados com a resistência e deformabilidade dos seus elementos, especialmente em casos de estruturas esbeltas. Segundo eles é indispensável considerar os fenômenos que envolvam conceitos de estabilidade dos elementos em isolado, e de toda a estrutura em conjunto. Estes fenômenos são designados de fenômenos de instabilidade estrutural. Os autores abordam que quando na análise em dimensionamentos e projetos de estruturas, a noção de estabilidade aparece associada ao conceito de equilíbrio. Dessa forma, se uma estrutura é submetida a um sistema de forças exteriores que lhe causam uma perturbação, sua estabilidade poderá ser avaliada segundo seu comportamento e deslocamentos de seus pontos. A configuração de equilíbrio será dita estável ou instável consoante a estrutura regressar ou não quando cessar a perturbação exterior. Este conceito de estabilidade foi ilustrado recorrendo à representação clássica de uma esfera em diferentes situações de equilíbrio como mostra a Figura 1. Uma esfera rígida submetida ao seu peso próprio e em repouso sobre uma superfície côncava diz-se equilíbrio estável (Figura 1a); em uma superfície convexa, diz-se equilíbrio instável (Figura 1b); e em uma superfície plana, equilíbrio indiferente (Figura 1c).

Figura 1 - Conceito de estabilidade



Fonte: Adaptado de Reis e Camotim (2001, p. 2).

5.3 Modos de análise quanto ao material

Genericamente, os materiais só mantêm uma relação linear entre tensões e deformações até o ponto de limite de elasticidade, valor a partir do qual essa relação

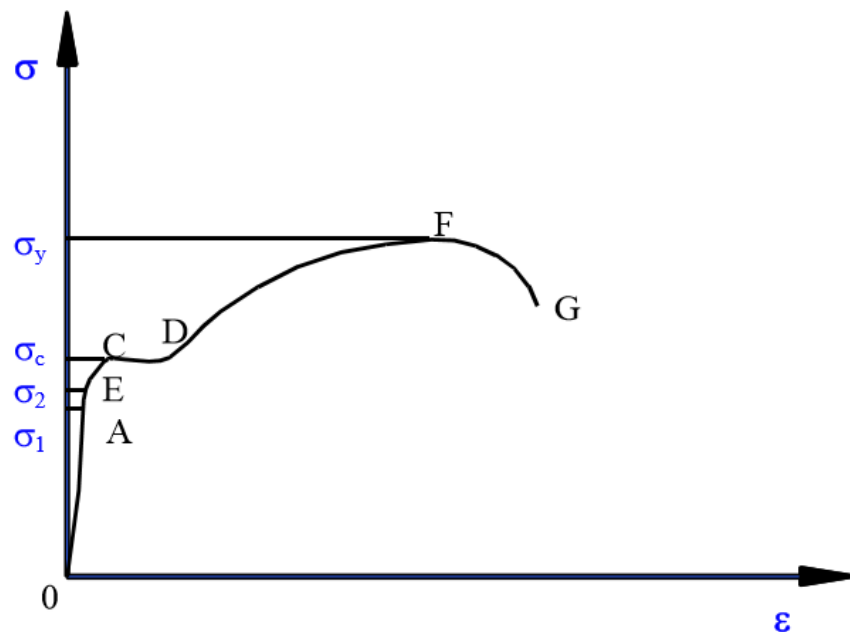
deixa de ser linear embora o material continue a aceitar acréscimos da sua tensão, mas com um aumento desproporcional da sua deformação (MARTINS, 2011, p. 5).

Também denominado de limite elástico ou limite de fluência, o limite de elasticidade é a tensão máxima que um material elástico pode suportar sem sofrer deformações permanentes. Em geral, um material submetido a tensões inferiores a seu limite de elasticidade é deformado temporariamente de acordo com a Lei de Hooke, pois as ligações atômicas são alongadas, mas não se rompem (SILVA, 2014, p. 4). Se forem aplicadas tensões superiores a este limite, o material experimenta deformações permanentes e não recupera sua forma original após a retirada das cargas devido ao comportamento plástico. Se as tensões exercidas continuam aumentando o material alcançará seu ponto de colapso, portanto, o limite de elasticidade marca a passagem do campo elástico para a zona de escoamento. Formalmente, isto comporta que em uma situação de tensão uniaxial, o limite elástico é a tensão admissível a partir da qual se entra na superfície de escoamento do material, ou seja, a tensão não é linearmente proporcional à deformação. Nesse campo a deformação é quase toda não reversível devido as ligações atômicas serem alongadas e se romperem (SILVA, 2014, p. 5).

O ponto E da Figura 2 corresponde ao ponto de limite de elasticidade, onde marca o fim do domínio da componente elástica e início da plástica, existindo uma componente de endurecimento. Dessa mesma forma, o ponto C corresponde ao início do patamar de escoamento, o ponto D ao regresso a uma fase elastoplástica, o ponto F à tensão elastoplástica limite, ou tensão resistente absoluta, e o ponto G ao colapso ou rompimento do corpo de prova (MARTINS, 2011, p. 5).

Pode-se dizer, de um modo sumário e direto, que os esforços de uma estrutura podem ser determinados por análise global elástica ou por análise global plástica, isto no que respeita ao comportamento material (MARTINS, 2011, p. 6).

Figura 2 - Diagrama genérico entre relações tensões x deformações do aço macio



Fonte: Martins (2011, p. 5).

5.3.1 Análise global elástica

A análise global elástica se baseia na hipótese de que a relação tensão x deformação do material é linear em qualquer ponto da estrutura, qualquer que seja o nível de tensão atuante, obedecendo à Lei de Hooke. Tendo em conta o comportamento do aço macio, a análise global elástica pressupõe que a tensão provocada pelos esforços atuantes seja inferior ao limite de elasticidade em qualquer ponto da estrutura (SIMÕES, 2014, p. 13).

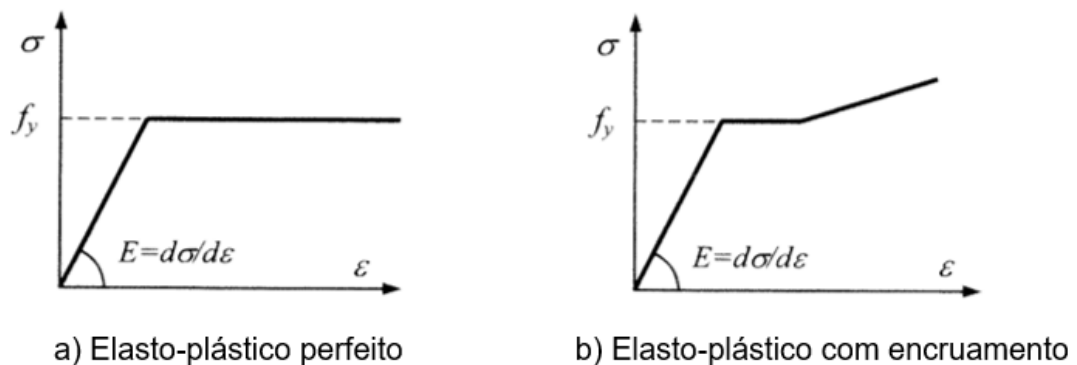
Pelo princípio da sobreposição das tensões, as deformações devidas a várias cargas atuando simultaneamente são iguais à soma das deformações devidas à ação separadamente de cada carga (MARTINS, 2011, p. 7).

5.3.2 Análise global plástica

A análise global plástica pressupõe a plastificação das seções dos elementos da estrutura após o carregamento, desencadeando um processo de plastificação por flexão e induzindo a formação de rótulas plásticas, acarretando em uma redistribuição de esforços para zonas menos solicitadas. Em estruturas metálicas, em geral, adota-se para o aço um modelo de comportamento elasto-

plástico perfeito, e ainda, em modelos mais sofisticados, pode ser adotado o comportamento tri-linear ou elasto-plástico com encruamento (SIMÕES, 2014, p. 14). A Figura 3 traz o gráfico de tensão x deformação para os dois modelos:

Figura 3 - Comportamento elasto-plástico



Fonte: Simões (2014, p. 14).

5.4 Imperfeições

Em estruturas metálicas existem sempre imperfeições mesmo que por muito cuidada que seja a sua execução. Dentre essas, cita-se tensões residuais, excentricidades nas ligações, excentricidades das cargas, falta de verticalidade e falta de linearidade dos elementos. Estas imperfeições são responsáveis pela introdução de esforços secundários adicionais que devem ser levados em conta na análise global e dimensionamento das estruturas. Os diversos tipos de imperfeições podem ser simulados utilizando conceitos de imperfeições geométricas equivalentes. Nas análises e dimensionamentos de estruturas metálicas devem ser considerados as imperfeições globais dos pórticos, as imperfeições locais dos elementos, e as imperfeições dos sistemas de contraventamento (SIMÕES, 2014, p. 18).

Nas considerações de análise estrutural devem ser incluídos valores adicionais adequados que englobem as imperfeições das estruturas reticuladas, imperfeições dos sistemas de contraventamento e as imperfeições dos elementos (MARTINS, 2011, p. 46).

5.5 Modos de análise quanto aos efeitos de deslocamentos

Segundo Martins (2011, p. 27), a determinação de deslocamentos e esforços nas estruturas metálicas depende do tipo de análise efetuada, se de 1ª ou 2ª ordem no que à alteração de geometria e rigidez concerne. Independente do tipo de análise, os parâmetros principais a considerar são:

- Características físicas de deformabilidade ou de rigidez;
- Tipo de grandeza das cargas ou deformações impostas (como variações de temperatura e assentamentos de apoio);
- Estabilidade global da estrutura, das suas peças, seções e ligações;
- Resistência das seções transversais e ligações;
- Tipo e grandeza das imperfeições.

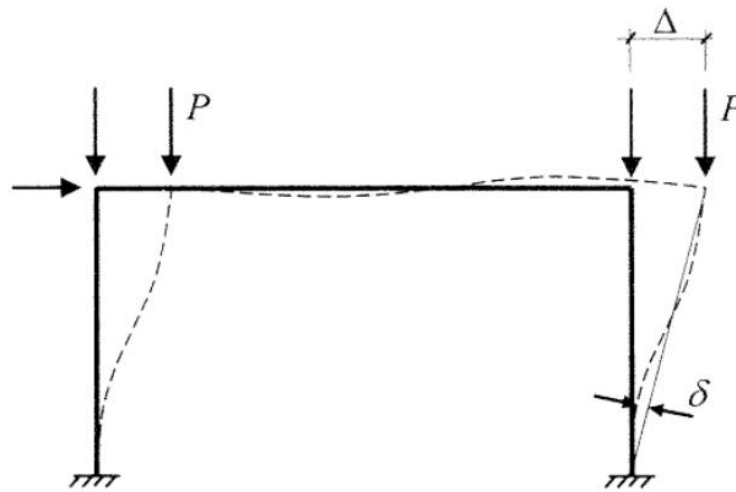
5.5.1 Análise de primeira ordem

Para Martins (2011, p. 27), a análise de primeira ordem somente usa a geometria inicial da estrutura e despreza as deformações causadas pelo processo de carregamento, devido essas serem pequenas e porque os deslocamentos resultantes pouco afetam a geometria da estrutura. Segundo o autor, a análise de primeira ordem pode ser usada para uma análise global nos casos em que a estrutura não tem mobilidade horizontal expressiva, está devidamente contraventada e impedida de deslocamentos laterais, ou em métodos de cálculo nos quais os efeitos de segunda ordem sejam considerados indiretamente.

5.5.2 Análise de segunda ordem

A análise de segunda ordem leva em conta a configuração deformada da estrutura devido a esta ter influência direta em seus esforços internos. Numa estrutura porticada com elementos submetidos a esforços axiais, os efeitos de segunda ordem são designados por efeitos globais $P-\Delta$, ou efeitos locais $P-\delta$ ao nível do elemento, como é mostrado na Figura 4 (SIMÕES, 2014, p. 14).

Figura 4 - Efeitos da não linearidade geométrica local e global



Fonte: Simões (2014, p. 15).

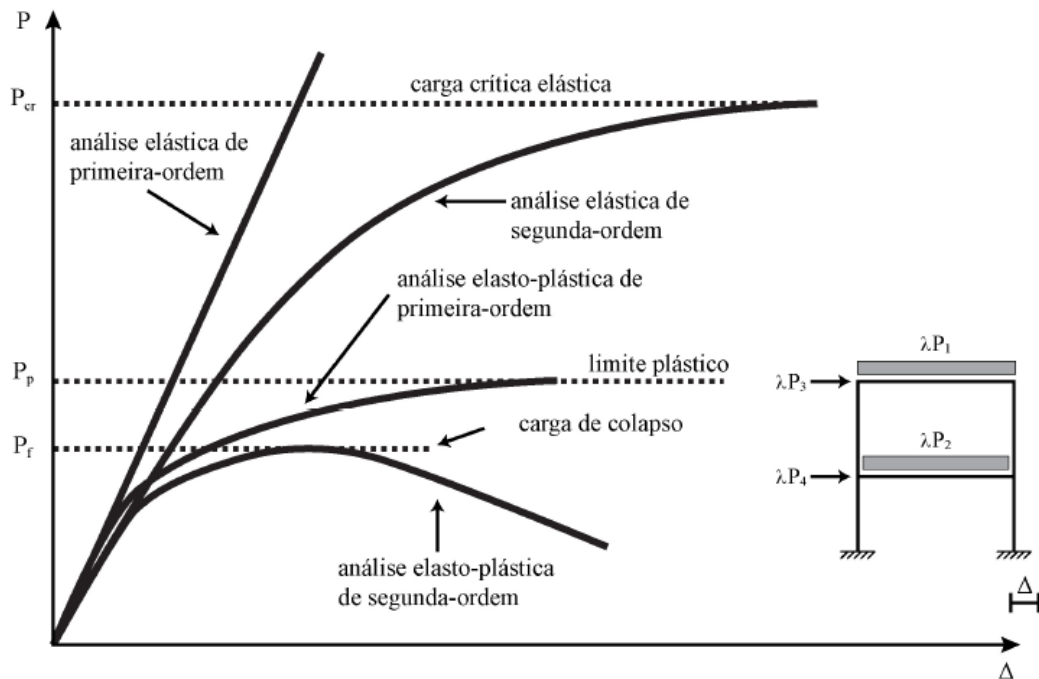
Estes efeitos se dão devido aos deslocamentos do pórtico que geram esforços adicionais, os quais, alteram os valores dos próprios deslocamentos. Esta dependência entre esforços e deslocamentos faz com que seja necessário a utilização a processos iterativos, só possíveis com o auxílio de ferramentas computacionais adequadas (SIMÕES, 2014, p. 14).

5.6 Níveis de análise

Na Figura 5 estão representados os diagramas carga-deslocamento de um pórtico sujeito a um carregamento que pode ser traduzido pela seguinte relação entre as cargas:

$$P_p = f(P\lambda_i) \quad (1)$$

Figura 5 - Comportamento estrutural de acordo com diferentes níveis de análise



Fonte: Adaptado de Hensman e Nethercot (2000) apud Silva (2014, p. 10).

De acordo com a Figura 5, as estruturas podem ter os seguintes níveis de análise:

- Numa Análise Elástica de Primeira Ordem assume-se que a relação tensão x deformação do material varia de forma linear. Nesta análise, as equações de equilíbrio são definidas na configuração não deformada da estrutura e, ainda, retrata o comportamento estrutural de forma adequada para as condições de serviço da estrutura (MCGUIRE et. al., 2000; TRAHAIR et. al., 2001; apud SILVA, 2014, p. 11).
- A Análise Elástica de Segunda Ordem permite obter os esforços de segunda ordem pois tem em conta a configuração deformada da estrutura no estabelecimento das equações de equilíbrio. Quando os efeitos de segunda ordem são preponderantes é necessário realizar uma análise elástica de segunda ordem, podendo, em alternativa, agravar os esforços de primeira ordem para ter em conta estes efeitos adicionais (COUTO, 2011).

- Na Análise Elasto-Plástica de Primeira Ordem as equações de equilíbrio são escritas na configuração não deformada da estrutura, mas levando em conta a plasticidade do material, o que permite considerar o conceito de espalhamento da plasticidade e da formação de rótulas plásticas. Dessa forma, este tipo de análise permite caracterizar o comportamento elasto-plástico das estruturas metálicas e analisar a formação de mecanismos de colapso quando atingido o limite plástico (P_p) indicado na Figura 5 (COUTO, 2011).
- A Análise Elasto-Plástica de Segunda Ordem inclui todos os efeitos de segunda ordem e de plasticidade do material que influenciam o comportamento estrutural. É utilizada para determinar a carga de colapso dos pórticos (P_f), pois, na maioria dos casos, os fenômenos de instabilidade e de formação de mecanismos de colapso interagem entre eles não sendo o valor da carga de colapso dos pórticos (P_f) controlado nem pela instabilidade nem por mecanismos de colapso apenas. Se recorre a análises aproximadas que permitem estimar o valor de (P_f) conhecendo os limites dados pelos valores da carga crítica elástica (P_{cr}) e da carga correspondente à formação de um mecanismo de colapso (P_p) (CHEN; LUI, 1987, apud SILVA, 2014, p. 12).

5.7 Métodos de análise para avaliação da estabilidade

Segundo a NBR 8800 (ABNT,2008), métodos de análise que consideram de forma direta ou indireta a influência da geometria indeformada, imperfeições iniciais, comportamento das ligações e a redução de rigidez dos elementos componentes devido a não linearidade do material, ou pelo efeito das tensões residuais, poderão ser utilizados.

Os métodos de análise têm as seguintes classificações segundo Neto e Souza (2008, apud PRAVIA; STUMPF, 2008, p. 207):

- Processos exatos, onde é feita uma análise não linear da estrutura com o equilíbrio estabelecido na sua posição deslocada, onde pode-se, ainda, incluir as imperfeições geométricas, tensões residuais e a rigidez das ligações, introduzindo modificações adequadas na matriz de rigidez da estrutura e

prossequindo a análise de forma incremental-iterativa. Também denominado de método de análise numérica;

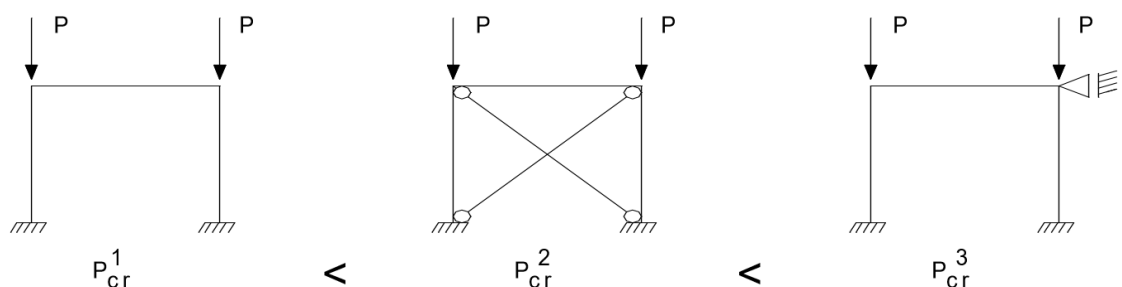
- Processos aproximados, onde o equilíbrio é estabelecido na posição deslocada, porém os efeitos não lineares, locais e globais, são introduzidos de forma indireta. Um exemplo disso é a aplicação de forças adicionais fictícias, ou a redução da rigidez dos elementos;
- Processos simplificados, onde os deslocamentos finais e esforços de segunda ordem são calculados modificando os esforços e deslocamentos obtidos em uma análise de primeira ordem, com fatores de modificação.

5.8 Método de Horne

De acordo com Martins (2011, p. 66), para pórticos com deslocamentos laterais, a avaliação do parâmetro de carga crítica (λ_{cr}), no caso de carregamentos proporcionais, é o ponto de início para a verificação da estabilidade global da estrutura. Dos modelos simplificados para a determinação desse parâmetro, refira-se, o Método de Horne como o mais utilizado nos pórticos correntes, apesar de ser somente aplicável a pórticos regulares e ortogonais.

Em pórticos sem contraventamento, o seu modo crítico de instabilidade, ao qual corresponde o valor crítico do parâmetro de carga (λ_{cr}), envolve sempre deslocamentos laterais como mostrado na Figura 6.

Figura 6 - Efeito comparativo do contraventamento de pórticos no valor carga crítica P_{cr}

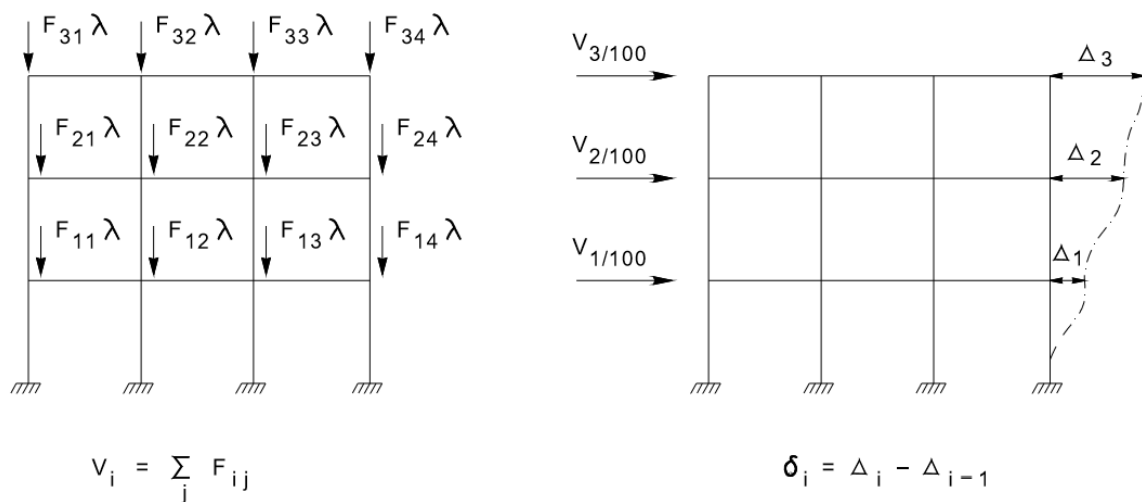


Fonte: Martins (2011, p. 67).

Martins (2011, p. 67), detalhou que o Método de Horne tem por base considerações do teor energético e recorre aos resultados de análise elástica da estrutura para a determinação do parâmetro de carga crítica (λ_{cr}). O método envolve os seguintes passos:

- Considerando o pórtico representado na Figura 7 e submetido ao carregamento indicado, o qual é função de um parâmetro de carga λ , tem-se o objetivo de calcular o valor crítico do parâmetro λ (λ_{cr}) correspondente à carga crítica do pórtico;

Figura 7 - Pórtico submetido a um parâmetro λ de carga crítica



Fonte: Martins (2011, p. 68).

- V_i é a soma das cargas verticais F atuantes no pavimento i considerado e abaixo do parâmetro λ , dada pela seguinte equação:

$$V_i = \sum F_{ij} \quad (2)$$

- Faz-se uma consideração do mesmo pórtico, porém submetido a um conjunto de forças horizontais aplicadas ao nível de cada pavimento, com valores iguais a $V_i/100$, respectivo ao pavimento considerado;

- Efetua-se uma análise linear de esforços do pórtico e determina-se os deslocamentos horizontais ao nível dos diversos pisos (Δ_i) e também os deslocamentos relativos que ocorrem em cada piso, através da seguinte expressão:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (3)$$

- Admitindo que a energia de deformação associada ao modo de instabilidade do pórtico com o seu real carregamento vertical, e a sua configuração deformada com as cargas horizontais são iguais, tem-se a expressão:

$$0,00833 \frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot \delta_i}{\sum_{i=1}^n H_i \cdot \frac{\delta_i^2}{h_i}} \leq \lambda_{cr} \leq 0,01 \frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot \delta_i}{\sum_{i=1}^n H_i \cdot \frac{\delta_i^2}{h_i}} \quad (4)$$

Onde h_i refere-se ao andar i considerado;

Em alternativa ao intervalo definido pela Equação 4, pode-se estimar uma expressão conservativa de λ_{cr} com erro inferior a 20%, através da seguinte expressão:

$$\lambda_{cr} \cong \frac{0,009}{\max \frac{\delta_i}{h_i}} = \frac{0,009}{\phi_i^{\max}} \quad (5)$$

Onde ϕ é a inclinação em relação a vertical de cada pilar considerado.

6 REVISÃO DE LITERATURA SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008

6.1 Estabilidade dos elementos estruturais

Os elementos que são projetados para conter lateralmente vigas e pilares, e assim, a definir seus comprimentos destravados, devem ser analisados considerando a avaliação da rigidez fornecida pelas contenções que incluem as dimensões e propriedades geométricas, como também os efeitos das ligações e os

detalhes de ancoragem. Esse processo pode ser substituído por uma análise de segunda ordem que inclua as imperfeições geométricas iniciais das vigas e pilares que serão contidos lateralmente.

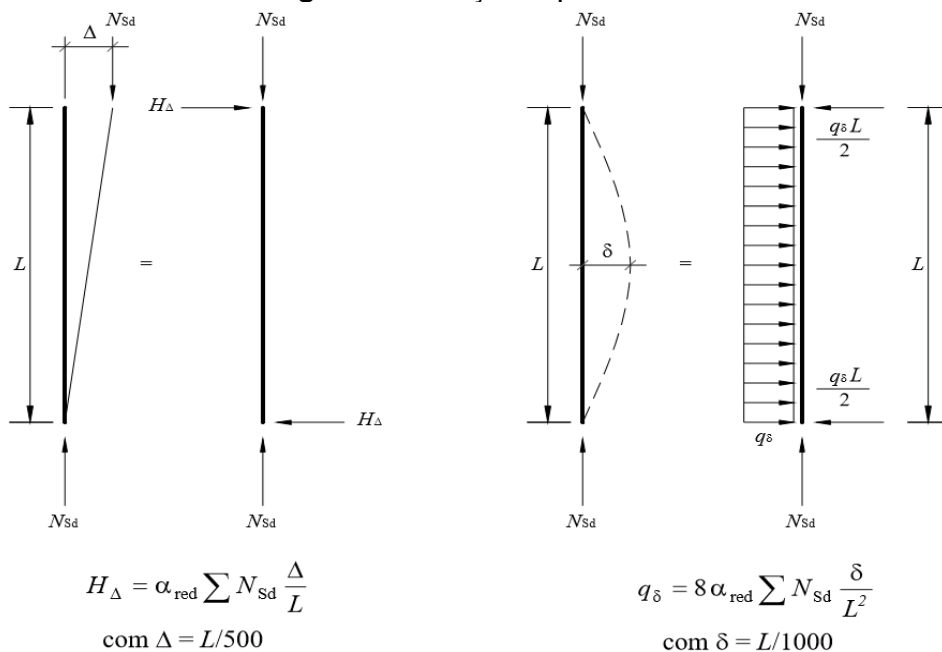
As imperfeições geométricas iniciais devem ser consideradas na forma de uma imperfeição equivalente global $L/500$, ou local de $L/1000$, a depender do tipo de contenção adotado, sendo L o comprimento destravado do elemento. Se os elementos de travamento lateral forem dimensionados para conter mais uma viga ou pilar, devem ser considerados os efeitos das imperfeições de todos esses pilares ou vigas, multiplicados por um fator de redução α_{red} segundo equação a seguir:

$$\alpha_{red} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (6)$$

Onde m é o número de pilares ou vigas a serem contidos lateralmente.

Permite-se também que as imperfeições geométricas sejam representadas por forças equivalentes, ou ainda denominadas de forças nocionais, que simulem os efeitos aos das referidas imperfeições nas vigas e pilares que serão contidos lateralmente, como mostra a Figura 8. Esses efeitos citados devem ser abordados como valores mínimos para cálculo do sistema de travamento, entretanto, não precisam ser adicionados às demais forças atuantes sobre ele.

Figura 8 - Forças equivalentes



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008, p. 25)

6.2 Classificação estrutural devido aos deslocamentos laterais

As estruturas são classificadas quanto a sua sensibilidade ao deslocamento lateral em pequena, média e grande deslocabilidade.

Essa classificação é dada a estrutura de acordo com a relação, em todos seus andares, entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem (Δ_2), e aquele obtido na análise de primeira ordem (Δ_1), em todas as combinações últimas de ações.

Quando essa relação for igual ou inferior a 1,1, diz-se que a estrutura é de pequena deslocabilidade. Quando essa relação for superior a 1,1 e igual ou inferior a 1,4, diz-se que a estrutura é de média deslocabilidade. Quando esta relação for superior a 1,4 tem-se uma estrutura de grande deslocabilidade. O Quadro 1 a seguir traz em resumo essas classificações.

Quadro 1 - Classificação das deslocabilidades das estruturas

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

Fonte: Elaborada pelo autor

A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais das cargas gravitacionais, e por simplicidade, essa classificação pode ser feita uma única vez tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante de carga gravitacional.

Ainda, com relação a classificação da estrutura, as imperfeições iniciais de material não necessitam ser consideradas na análise.

A relação entre deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira de ordem (Δ_2/Δ_1), pode ser aproximada pelo valor do coeficiente B2, determinado de acordo com o anexo D da ABNT NBR 8800:2008, sem a consideração das imperfeições iniciais de

material. Tal coeficiente e sua determinação serão discutidos com maior ênfase no subitem 6.5.2 deste trabalho.

6.3 Considerações para dimensionamento

A determinação dos esforços solicitantes, para as combinações últimas de ações, deve ser realizada por meio de análise elástica de segunda ordem. Para estruturas de pequena deslocabilidade, pode ser feita análise de primeira ordem. Nas estruturas projetadas a partir de análise elástica, a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada um de seus elementos componentes deve ser assegurada pela:

- Determinação dos esforços solicitantes de cálculo nas barras, ligações e outros elementos;
- Atendimento das exigências da ABNT NBR 8800:2008 relacionadas aos estados-limites últimos.

Define-se comprimento destravado de uma barra como a distância entre dois pontos de contenção lateral ou entre um ponto de contenção lateral e uma extremidade. Um ponto de contenção lateral pode ser:

- Um nó de uma barra de uma subestrutura de contraventamento formada por um pórtico em forma de treliça ou por um pórtico no qual a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações;
- Um ponto qualquer das subestruturas de contraventamentos citados no item anterior, devidamente ligado a um nó dessas subestruturas;
- Um nó de um elemento contraventado devidamente ligado a uma subestrutura de contraventamento.

É permitido para barras prismáticas o uso do comprimento de flambagem igual ao comprimento destravado da barra, ou seja, a adoção do coeficiente de

flambagem K igual a 1,0 neste comprimento. O uso de valores de K superiores a 1,0 é substituído por imperfeições geométricas e de material iniciais equivalentes.

6.4 Determinação dos esforços solicitante para estados-limites últimos

Existem considerações que devem ser feitas na análise a depender do grau de deslocabilidade da estrutura em questão.

6.4.1 Estruturas de Pequena e Média Deslocabilidade

- Devido às imperfeições geométricas iniciais em estruturas de pequena e média deslocabilidade, e em cada andar, considera-se um deslocamento horizontal relativo entre níveis inferior e superior, ou interpavimentos, de $h/333$, sendo h a altura do andar tomada entre eixos das vigas. Admite-se também que esses efeitos sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada aqui força nocional, igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais de apoio;
- Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser considerados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura e podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo da estrutura, exceto em estruturas de pequena deslocabilidade quando utilizar-se a condição do próximo item;
- Em estruturas de pequena deslocabilidade os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desconsiderados desde que as forças axiais solicitantes de cálculo que atuam em todas as barras, onde a sua rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral, consideradas em cada uma das combinações últimas de ações estipulada, não sejam superiores a 50% da força em que se atinja o escoamento da sua seção transversal; pode-se desconsiderar também os efeitos globais de 2ª ordem quando os efeitos das imperfeições geométricas

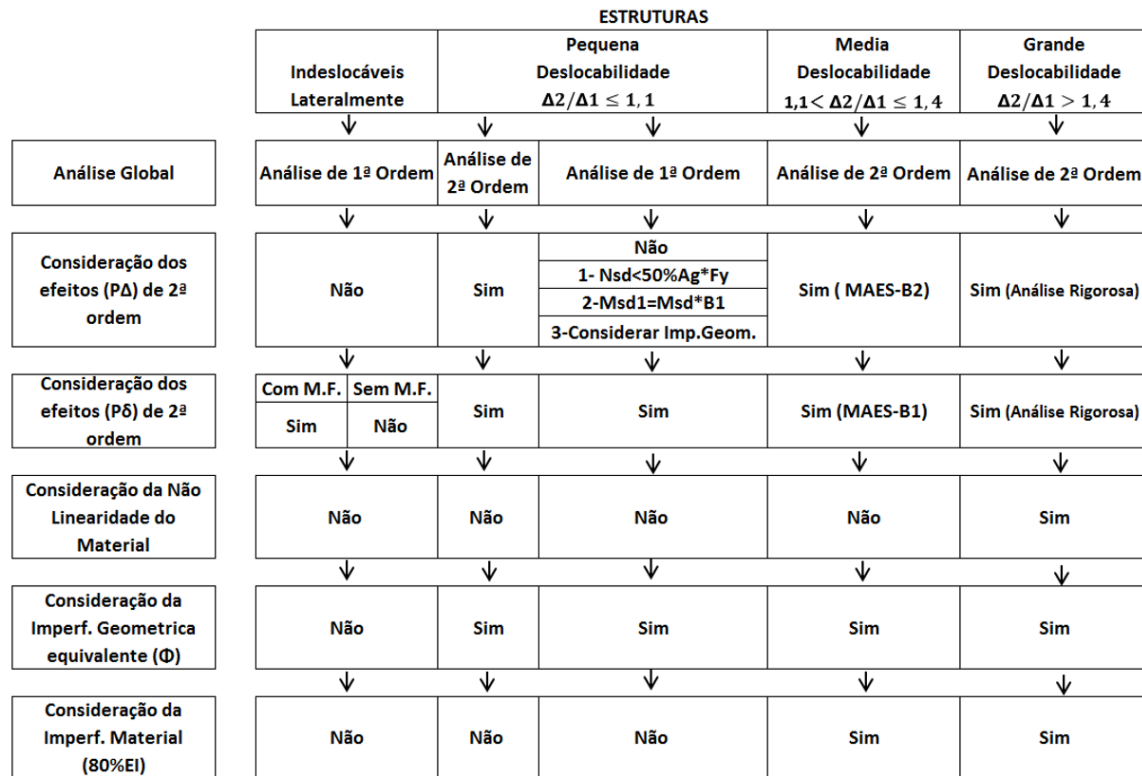
iniciais forem incluídos nas respectivas combinações, inclusive às que atuem ações variáveis devido ao vento;

- Os efeitos locais de 2ª ordem devem ser considerados através do coeficiente B1 amplificando os momentos fletores de todas as barras da estrutura, porém levando em conta para cálculo deste coeficiente as grandezas da estrutura original;
- Nas estruturas de média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais. Nas estruturas de pequena deslocabilidade, esses efeitos não precisam ser considerados na análise;
- Os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem. O método da amplificação dos esforços solicitantes, pode ser considerado uma aproximação aceitável para análise de segunda ordem. Ao se aplicar esse método a estruturas de média deslocabilidade, os coeficientes B1 e B2 devem ser calculados com as rigidezes reduzidas conforme alínea anterior.

6.4.2 Estrutura de grande deslocabilidade

Deve-se fazer uma análise rigorosa em estruturas de grande deslocabilidade, levando em conta as não-linearidades geométricas e de material

A Figura 9 ilustra as possíveis metodologias de análise estrutural segundo a ABNT NBR 8800:2008.

Figura 9 - Métodos de análise segundo ABNT BNR 8800:2008

Fonte: Silva et. al. (2016, p. 67).

6.5 Método da amplificação dos esforços solicitantes (B1/B2)

Para uso do método, deve-se fazer atuar na estrutura a apropriada combinação de ações de cálculo constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando ainda os efeitos das imperfeições geométricas iniciais e das imperfeições iniciais de material.

A aplicação do método consiste na determinação em cada andar da estrutura analisada do momento fletor e força axial solicitantes de cálculo, M_{sd} e N_{sd} , conforme equações (2) e (3):

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t} \quad (7)$$

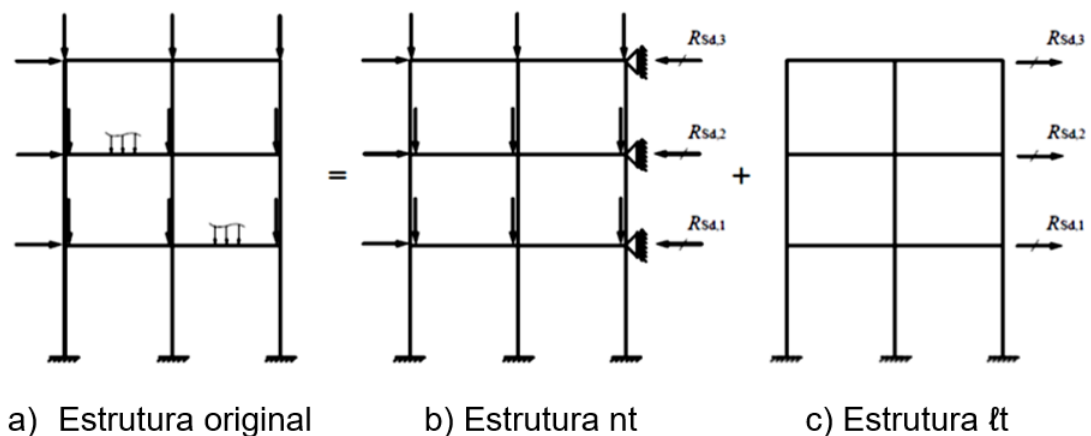
$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{\ell t} \quad (8)$$

Sendo:

– M_{nt} e N_{nt} são, respectivamente, o Momento fletor e a Força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocarem horizontalmente, usando-se para tal, contenções horizontais fictícias em cada andar – Estrutura nt – Figura 10b;

– $M_{\ell t}$ e $N_{\ell t}$ são, respectivamente, o Momento fletor e a Força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas) – Estrutura ℓt – Figura 10c;

Figura 10 - Modelo de análise



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008, p. 119)

Os coeficientes B1 e B2 são explicitados logo a seguir.

6.5.1 Coeficiente B₁

O coeficiente B₁ está relacionado aos efeitos localizados em barras isoladas que compõem a estrutura, isto é, ele é uma medida do efeito P- δ . O coeficiente B₁ é dado pela Equação 9:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (9)$$

Sendo:

– N_e a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material;

– N_{Sd1} a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{\ell t}$);

– C_m o coeficiente cujo valor depende de duas condições:

a) Se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão o valor de C_m é dado pela Equação 5:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (10)$$

Sendo:

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

b) Se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,0.

Contudo, se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, deve-se tomar B_1 igual a 1,0.

A magnitude do coeficiente B₁, isto é, do efeito da não linearidade local, depende basicamente da intensidade dos esforços solicitantes e do traçado da linha elástica, (LEAL; CAMPELLO, 2013, p. 79).

6.5.2 Coeficiente B₂

O coeficiente B₂ está relacionado aos efeitos das não linearidades globais da estrutura, isto é, ele é uma medida do efeito P-Δ. O coeficiente B₂ é dado pela Equação 6:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{1}{R_s} \cdot \frac{\Delta_h}{h} \cdot \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}} \right)} \quad (11)$$

Sendo:

– $\sum N_{Sd}$ a carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;

– R_s o coeficiente de ajuste igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e igual a 1,0 para todas as outras estruturas;

– Δ_h o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido da análise de primeira ordem, na estrutura original (Figura 10a) ou na estrutura ℓt (Figura 10c). Se Δ_h possuir valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, de modo conservador, o maior valor;

– $\sum H_{Sd}$ a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h e obtida na estrutura original (Figura 10a) ou na estrutura ℓt (Figura 10c);

– H a altura do andar (distância entre eixos de vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar);

A força cortante solicitante de cálculo pode ser tomada igual à da análise elástica de primeira ordem, ou seja, igual à da estrutura original ou igual a:

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{\ell t} \quad (12)$$

Sendo:

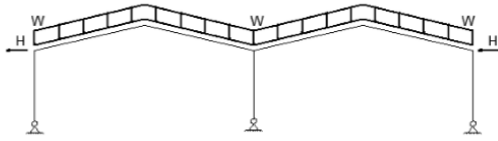
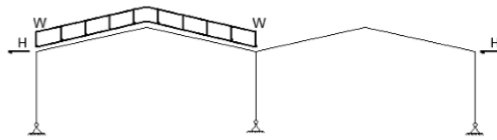
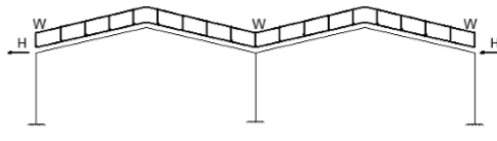
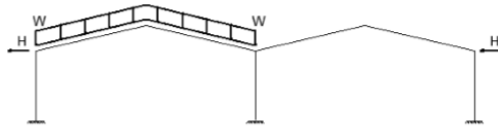
– V_{nt} e $V_{\ell t}$, respectivamente, as forças cortantes de cálculo na estrutura nt e na estrutura ℓt .

7 METODOLOGIA

Os métodos empregados neste trabalho seguiram as mesmas considerações de Esteves (2014), para o estudo de pórticos metálicos de vigas inclinadas com dois vãos. Dessa forma, nesta seção, começa-se a estudar a estabilidade linear, no seu próprio plano, de pórticos planos de vigas inclinadas com 2 vãos e sem contraventamentos laterais.

Para o estudo consideram-se pórticos com quatro combinações entre condições de apoio e de carregamentos verticais. Os pórticos são analisados com as bases dos pilares rotulados ou engastados, e ainda, sujeitos a uma carga vertical uniformemente distribuída nos dois vãos ou apenas em um deles. Portanto, os pórticos analisados são agrupados nas 4 famílias indicadas no Quadro 2, e designadas por pórticos PR2 (bases rotuladas e carga nos dois vãos), PR1 (bases rotuladas e carga em um vão), PE2 (bases engastadas e carga nos dois vãos) e PE1 (bases encastradas e carga em um vão).

Quadro 2 - Modelos de análise

Designação	Família de Pórticos
Pórtico PR2	
Pórtico PR1	
Pórtico PE2	
Pórtico PE1	

Fonte: Esteves (2014, p. 34).

Em seguida, os efeitos de 2ª ordem são abordados nas famílias de pórticos referidas em análises de caráter elástico e geometricamente não linear, com o objetivo de investigar a aplicabilidade e o domínio de validade das disposições da ABNT NBR 8800:2008 relativas à necessidade de consideração e/ou à contabilização destes efeitos.

É importante salientar que segundo a ABNT NBR 8800:2008, os efeitos de segunda ordem poderão ser contabilizados para esforços axiais, esforços cortantes e momentos fletores. Porém, no âmbito deste trabalho, serão avaliados apenas o comportamento de momento fletor mais solicitante na estrutura em análise e ainda os deslocamentos inerentes. Assim, são adotadas as seguintes hipóteses simplificativas:

- Pórticos com configurações simétricas;
- Indeformabilidade axial de todas as barras que constituem os pórticos;
- Inexistência de barras tracionadas;
- Barras com seção constante;
- Módulo de elasticidade do aço $E = 210\,000\text{ MPa}$.

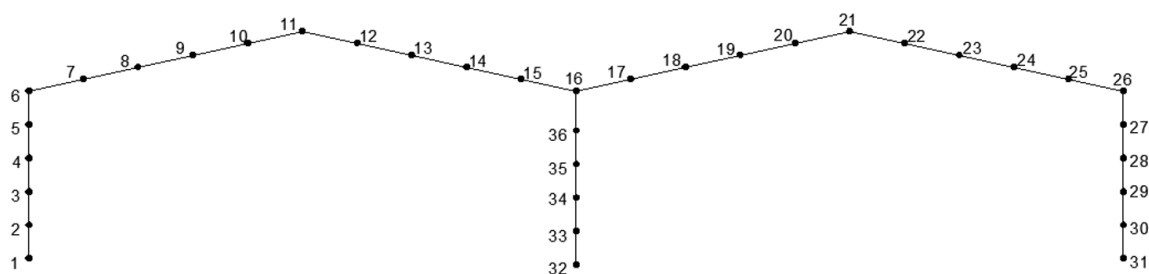
De forma sucinta, os comportamentos não lineares dos pórticos são estudados detalhadamente de forma a abordar a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem e a sua eventual contabilização através do método de amplificação dos efeitos de primeira ordem proposto na ABNT NBR 8800:2008 e aqui designado por MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes). Por conseguinte, a eficácia do método simplificado da norma brasileira é avaliada através da comparação das suas estimativas fornecidas com resultados obtidos por meio de análises geometricamente não lineares rigorosas por elementos finitos de barra, efetuadas com o programa de cálculo SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2016).

7.1 Discretização do pórtico

A discretização adotada para os pórticos analisados consideram os pilares e vigas subdivididos em 5 elementos finitos de igual comprimento como mostrado na Figura 11.

Reis e Camotim (2012, p. 137) afirmam que a consideração de três elementos finitos por barra pode garantir sempre resultados precisos. De forma que a discretização empregada por Esteves (2014) levará à resultados que permitirão então avaliar de forma concisa a qualidade dos valores fornecidos pela metodologia simplificada abordada.

Figura 11 - Discretização de um pórtico em elementos finitos de barra

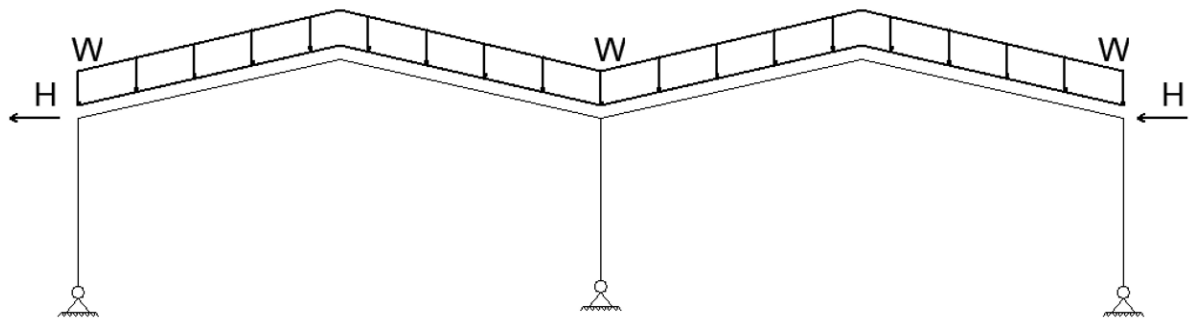


Fonte: Esteves (2014, p. 48).

7.2 Caracterização geométrica e de carregamento

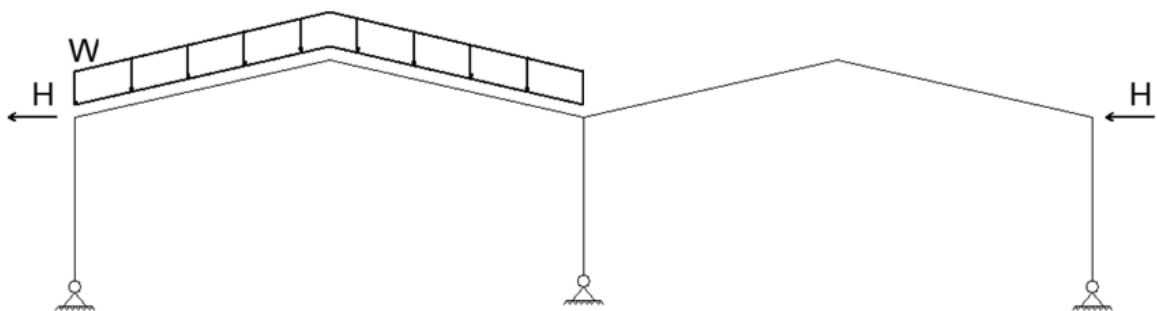
Como apresentado na Figura 12 e na Figura 13, para os carregamentos inseridos nas estruturas, foram considerados uma carga vertical uniformemente distribuída ao longo dos comprimentos das travessas de um (carregamento assimétrico) ou ambos os vãos (carregamento simétrico) e duas cargas horizontais aplicadas com o mesmo sentido nos topos dos pilares exteriores.

Figura 12 - Configuração de carregamento simétrico



Fonte: Esteves (2014, p. 48).

Figura 13 - Configuração de carregamento assimétrico



Fonte: Esteves (2014, p. 48).

Foram adotados carregamentos crescentes para as análises, afim de se avaliar o comportamento das estruturas o mais próximo de suas cargas críticas de instabilidade. O Quadro 3 apresenta os carregamentos verticais (W) e horizontais (H) considerados na análise.

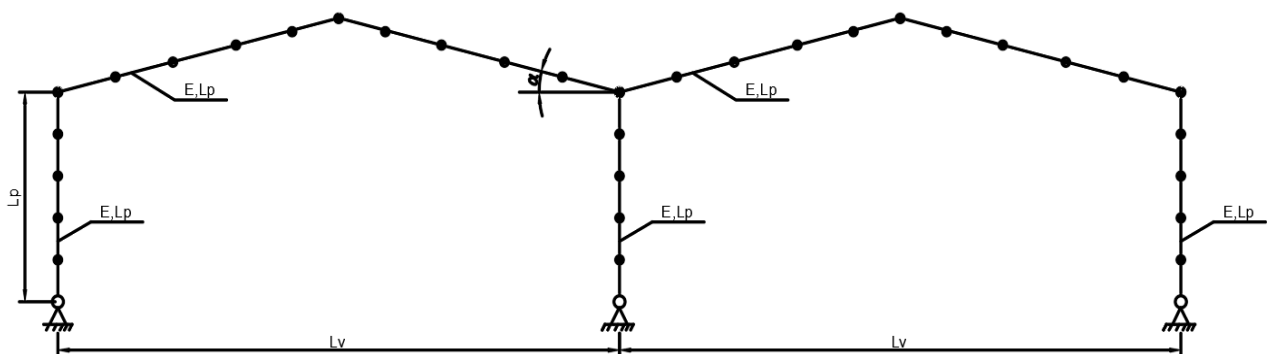
Quadro 3 - Carregamentos considerados para análises

Carregamentos	W (KN/m)	H (KN)
Q ₁	12,8	12,8
Q ₂	19,3	19,3
Q ₃	38,7	38,7

Fonte: Elaborada pelo autor.

A caracterização geométrica foi definida conforme o estudo de Esteves (2014), e está representada na Figura 14. Esta configuração fica definida se forem conhecidos os comprimentos e as inércias dos pilares e vigas, cujos valores se designam por L_p , L_v , I_p , I_v , respectivamente, e o ângulo que estas últimas fazem com a horizontal, designado por α . Devido ao fato de não serem consideradas as deformações axiais das barras do pórtico, não é necessário fornecer indicação quanto às suas áreas. Desta maneira, foram tomadas as seguintes considerações para as análises:

- Inclinação das vigas definidas em $\alpha=10^\circ$;
- Comprimento dos pilares estabelecido em $L_p= 5\text{m}$;
- Seção constante dos pilares sempre com perfis IPE360;
- Variação, para os diversos pórticos analisados, do comprimento do vão L_v em 20 e 30 m;
- Inércias das vigas variadas conforme a utilização de perfis IPE300, IPE360 e IPE450.

Figura 14 - Configuração geométrica dos pórticos analisados

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.3 Combinações de análises

De forma resumida, têm-se as seguintes combinações de análises, conforme Quadro 4, para cada família de pórtico analisada, onde são relevadas as configurações geométricas e de carregamento de acordo com às considerações adotadas na seção 9.2.

Quadro 4 - Combinações de análises

Nº	Carregamentos	Lp	Lv	Pilar	Viga
Análise	-	m	m	-	-
1	Q ₁	5	20	IPE 360	IPE 300
2	Q ₁	5	20	IPE 360	IPE 360
3	Q ₁	5	20	IPE 360	IPE 450
4	Q ₂	5	20	IPE 360	IPE 300
5	Q ₂	5	20	IPE 360	IPE 360
6	Q ₂	5	20	IPE 360	IPE 450
7	Q ₃	5	20	IPE 360	IPE 300
8	Q ₃	5	20	IPE 360	IPE 360
9	Q ₃	5	20	IPE 360	IPE 450
10	Q ₁	5	30	IPE 360	IPE 300
11	Q ₁	5	30	IPE 360	IPE 360
12	Q ₁	5	30	IPE 360	IPE 450
13	Q ₂	5	30	IPE 360	IPE 300
14	Q ₂	5	30	IPE 360	IPE 360
15	Q ₂	5	30	IPE 360	IPE 450
16	Q ₃	5	30	IPE 360	IPE 300
17	Q ₃	5	30	IPE 360	IPE 360
18	Q ₃	5	30	IPE 360	IPE 450

Fonte: Elaborada pelo autor.

8 ANÁLISES E RESULTADOS

Nesta seção são verificados os resultados das análises para cada família de pórticos considerada. São feitas ainda observações relativas às considerações da NBR 8800:2008 para com análises desse modelo, utilizando como embasamento os esforços e deslocamentos resultantes da análise numérica no software SAP2000, por considerar que este modelo de análise realiza um estudo mais íntimo com real comportamento da estrutura.

Primeiramente, é feita a discussão dos resultados quanto aos deslocamentos laterais das estruturas, de forma a verificar suas classificações dadas relativas a esses mesmos deslocamentos, conforme item 4.9.4 da NBR 8800:2008. Para isso, foram abordados os resultados obtidos por análise numérica por meio do software SAP2000, e a sua comparação com os resultados obtidos pelo fator B2, conforme o que dispõe o item 4.9.4.8 da mesma NBR supracitada. Inicialmente, foram identificados na análise numérica no SAP 2000, os deslocamentos em metros, de primeira ordem ($\Delta 1^a$) e os deslocamentos de segunda ordem ($\Delta 2^a$). Calculou-se a relação entre eles ($\Delta 2^a / \Delta 1^a$) classificando a estrutura quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais de seus nós. Posteriormente, classificou-se as estruturas utilizando as formulações do anexo D da NBR 8800:2008 de acordo com o valor de B2.

Por conseguinte, são verificados os resultados dos momentos fletores obtidos em análise numérica com o software SAP2000 em primeira e segunda ordem, $M1^a$ e $M2^a$, respectivamente. Estes então são base de comparação com o método simplificado abordado da NBR 8800:2008, denominado MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes) para determinação dos esforços de segunda ordem. Por fim, um segundo método simplificado, desenvolvido por Esteves (2014), para abordagem destes esforços também é verificado no intuito de ampliar as comparações entre os dois métodos anteriores citados. O desenvolvimento da metodologia de Esteves é apresentado no ANEXO A deste trabalho no que se refere a determinação dos momentos fletores.

Para cada método simplificado abordado é apresentado a relação percentual da variação dos seus momentos fletores relativos aos momentos fletores fornecidos pela análise numérica no SAP 2000. Para melhor exploração visual dessas relações, são apresentados os Gráficos 1, 2, 3 e 4. Assim, relação MAES / $M2^a$, é

determinada para o método simplificado da norma, e $M_{\text{Esteves}}/M2^a$, para o método de Esteves. Quando essa relação se apresenta positiva, interpreta-se que o resultado de momento fletor, determinado com o respectivo método simplificado, é superior àquele determinado com a análise numérica, e então, esses resultados são tratados nas discussões como a favor da segurança. Quando essa relação se apresenta negativa, interpreta-se que o resultado de momento fletor, determinado com o respectivo método simplificado, é inferior àquele determinado com a análise numérica, e então, esses resultados são tratados nas discussões como contra a segurança.

8.1 Pórticos rotulados Famílias – PR1 e PR2

Conforme apresentado nos Quadros 5 e 6, verificam-se diferenças entre os deslocamentos obtidos pela análise numérica ($\Delta 1^a$ e $\Delta 2^a$) em comparação com os valores calculados de forma simplificada pela formulação do B2 (Anexo D da NBR 8800:2008).

Verificou-se, para as famílias de pórticos com apoios rotulados PR2 e PR1, que em parte das análises, o coeficiente B2 classifica os seus deslocamentos a uma posição superior em comparação com a classificação dos deslocamentos dada pela análise numérica. São estas, as estruturas das análises 2, 3, 4, 6, 8, 10, 11, 12, 14 e 18, da família PR2, e estruturas das análises 1, 5, 7, 9 e 15, da família PR1.

No restante das estruturas em análise, o coeficiente B2 classifica os deslocamentos a uma posição análoga às classificações dada pela análise numérica. São estas, as estruturas das análises 1, 5, 7, 9, 13, 15 e 17, da família PR2, e estruturas das análises 2, 3, 4, 6, 8, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 17 e 18, da família PR1.

Na estrutura da análise 16, da família PR2, o coeficiente B2 assume valor negativo devido ao grande deslocamento obtido em primeira ordem, impossibilitando para este caso o seu uso quanto a classificação ao deslocamento lateral. Verifica-se, ainda nesta mesma família de estruturas, que quando estas são classificadas como de grande deslocabilidade conforme análise numérica, o coeficiente B2 assume resultados elevados e incomuns. São estas, as estruturas das análises 7, 13 e 17.

Conclui-se, que em estruturas de pórticos metálicos de apoios rotulados e vigas inclinadas, com carregamentos simétrico ou assimétrico, conforme adotado neste estudo, classificar os deslocamentos laterais de forma simplificada utilizando o valor do coeficiente B2, leva a uma consideração conservadora no que se refere ao

tipo de análise para a determinação dos esforços solicitantes conforme item 4.9.7 da NBR 8800:2008.

Quadro 5 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR2

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	$\Delta 1^a$ (m)	$\Delta 2^a$ (m)	$\Delta 2^a / \Delta 1^a$	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q ₁	20	IPE 300	0,13	0,15	1,12	Média	1,27	Média
2	Q ₁	20	IPE 360	0,08	0,09	1,07	Pequena	1,16	Média
3	Q ₁	20	IPE 450	0,05	0,05	1,05	Pequena	1,102	Média
4	Q ₂	20	IPE 300	0,20	0,24	1,20	Média	1,48	Grande
5	Q ₂	20	IPE 360	0,12	0,13	1,11	Média	1,26	Média
6	Q ₂	20	IPE 450	0,08	0,08	1,07	Pequena	1,16	Média
7	Q ₃	20	IPE 300	0,40	0,67	1,67	Grande	2,87	Grande
8	Q ₃	20	IPE 360	0,24	0,31	1,28	Média	1,70	Grande
9	Q ₃	20	IPE 450	0,15	0,17	1,17	Média	1,39	Média
10	Q ₁	30	IPE 300	0,42	0,58	1,39	Média	1,93	Grande
11	Q ₁	30	IPE 360	0,25	0,29	1,17	Média	1,404	Grande
12	Q ₁	30	IPE 450	0,15	0,16	1,08	Pequena	1,22	Média
13	Q ₂	30	IPE 300	0,63	1,30	2,07	Grande	3,65	Grande
14	Q ₂	30	IPE 360	0,37	0,47	1,28	Média	1,77	Grande
15	Q ₂	30	IPE 450	0,22	0,25	1,13	Média	1,38	Média
16	Q ₃	30	IPE 300	1,25	4,16	3,32	Grande	-2,19	
17	Q ₃	30	IPE 360	0,73	2,33	3,20	Grande	7,68	Grande
18	Q ₃	30	IPE 450	0,43	0,58	1,35	Média	2,21	Grande

Fonte: Elaborada pelo autor

Quadro 6 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	$\Delta 1^a$ (m)	$\Delta 2^a$ (m)	$\Delta 2^a / \Delta 1^a$	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q ₁	20	IPE 300	0,10	0,11	1,09	Pequena	1,12	Média

Quadro 6 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	$\Delta 1^a$ (m)	$\Delta 2^a$ (m)	$\Delta 2^a / \Delta 1^a$	Deslocab.	B2	Deslocab.
2	Q ₁	20	IPE 360	0,05	0,06	1,04	Pequena	1,07	Pequena
3	Q ₁	20	IPE 450	0,03	0,03	1,02	Pequena	1,05	Pequena
4	Q ₂	20	IPE 300	0,14	0,16	1,13	Média	1,20	Média
5	Q ₂	20	IPE 360	0,08	0,09	1,06	Pequena	1,12	Média
6	Q ₂	20	IPE 450	0,05	0,05	1,03	Pequena	1,08	Pequena
7	Q ₃	20	IPE 300	0,29	0,38	1,32	Média	1,49	Grande
8	Q ₃	20	IPE 360	0,16	0,18	1,14	Média	1,26	Média
9	Q ₃	20	IPE 450	0,09	0,10	1,06	Pequena	1,16	Média
10	Q ₁	30	IPE 300	0,31	0,42	1,37	Média	1,32	Média
11	Q ₁	30	IPE 360	0,17	0,20	1,15	Média	1,17	Média
12	Q ₁	30	IPE 450	0,09	0,10	1,06	Pequena	1,10	Pequena
13	Q ₂	30	IPE 300	0,46	0,80	1,74	Grande	1,57	Grande
14	Q ₂	30	IPE 360	0,25	0,32	1,25	Média	1,28	Média
15	Q ₂	30	IPE 450	0,14	0,15	1,09	Pequena	1,16	Média
16	Q ₃	30	IPE 300	0,91	4,82	5,31	Grande	3,71	Grande
17	Q ₃	30	IPE 360	0,50	0,89	1,80	Grande	1,77	Grande
18	Q ₃	30	IPE 450	0,27	0,33	1,21	Média	1,38	Média

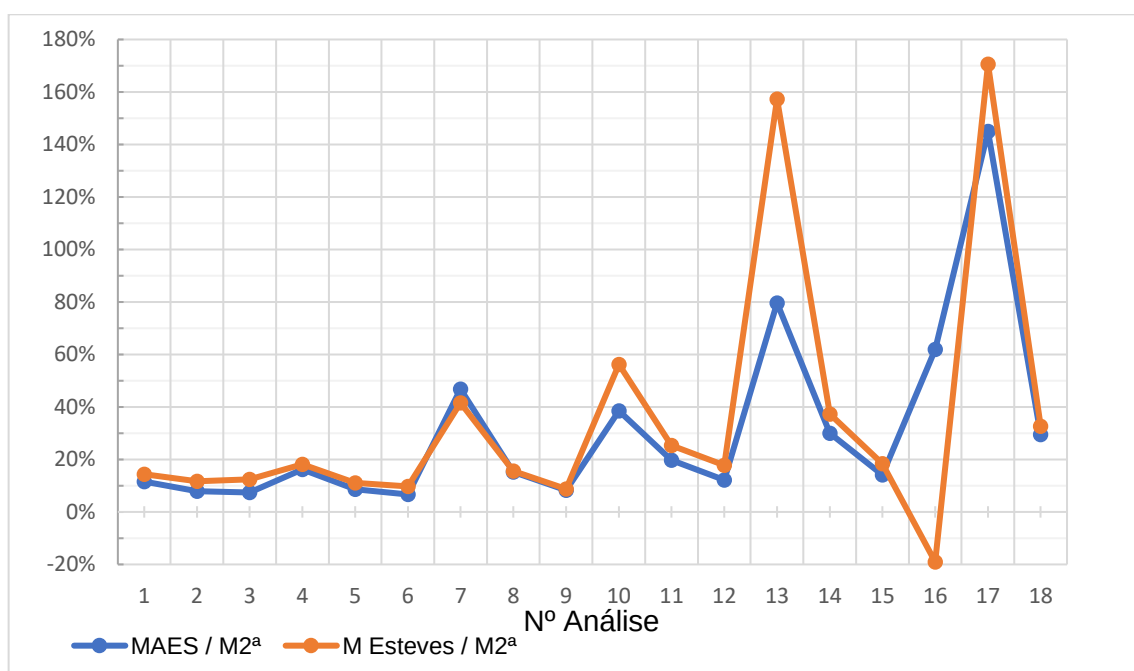
Fonte: Elaborada pelo autor.

Conforme apresentado nos Quadros 7 e 8, verifica-se que os momentos fletores de segunda ordem obtidos de forma simplificada com o método da NBR 8800:2008 (MAES) se mostram conservadores, com valores superiores aos respectivos momentos obtidos com análise numérica, de até 144,96%, na família PR2, e de até 81,42%, na família PR1. Isto é verificado em todos os valores positivos da relação MAES / M2^a, entre os momentos fletores obtidos por análise simplificada conforme NBR 8800:2008 e análise numérica, em ambas as famílias de estruturas, conforme apresentado no Gráfico 1 e no Gráfico 2.

Verifica-se, que em ambas as famílias de estruturas, os momentos fletores de segunda ordem obtidos com método simplificado de Esteves, resultam valores superiores aos momentos obtidos por análise numérica, com exceção da estrutura da análise 16, nas duas situações de família de pórticos considerados. Isto se justifica devido à parcela da estrutura V^{SS} DP, I, não ser amplificada para determinação do momento fletor de segunda ordem final, onde na determinação do coeficiente de amplificação C_{SS} , este ser adotado como 1 devido a solicitação axial na barra considerada ser maior que a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão deste mesmo elemento.

Quando comparados os resultados obtidos através das duas metodologias simplificadas, conforme Gráfico 1 e Gráfico 2, apura-se que o método simplificado da NBR 8800:2008 (MAES), resulta valores mais próximos dos momentos fletores obtidos pela análise numérica que o método simplificado de Esteves, com exceção da estrutura da análise 7 da família PR2. Verifica-se ainda, para as estruturas da Família PR2 sob efeito do mesmo carregamento Q_1 , Q_2 ou Q_3 , que os momentos fletores de segunda ordem obtidos com ambas as metodologias simplificadas, tendem a se aproximar dos resultados da análise numérica quanto maior for a consideração do momento de inércia da viga.

Gráfico 1 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PR2)

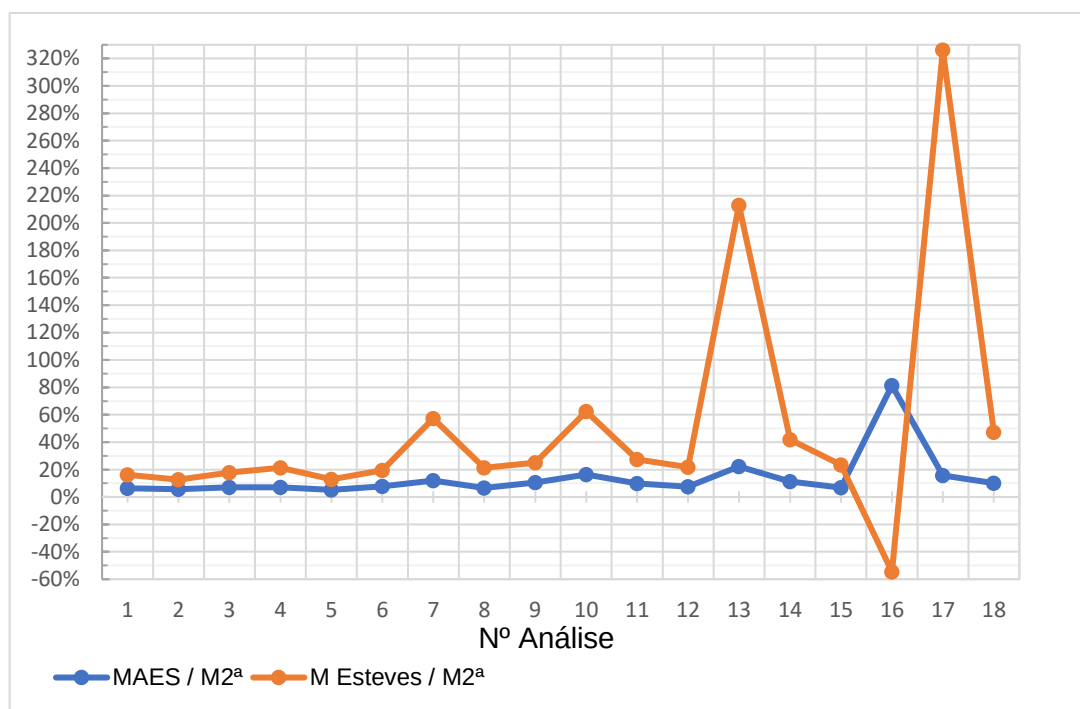


Fonte: Elaborada pelo autor.

Com análise do Gráfico 1, com relação a Família PR2, constata-se ainda que o aumento do vão L_v para 30 metros, a implicar em uma esbeltes elevada nas vigas dos pórticos analisados, faz os momentos fletores de segunda ordem obtidos com os métodos simplificados apresentarem valores elevados em comparação com os resultados obtidos na análise numérica.

Constata-se, no Gráfico 1 e Gráfico 2, que os momentos fletores de segunda ordem obtidos através do método simplificado de Esteves, detém valores bastante elevados em relação aos mesmos momentos obtidos por análise numérica nas estruturas das análises 13 e 17, para ambas as famílias. Esse alto valor se justifica na determinação do coeficiente C_{ABS} devido à proximidade da solicitação axial N_{sd} com a carga axial N_e que leva a flambagem elástica por flexão do elemento analisado que compõe a estrutura.

Gráfico 2 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PR1)



Fonte: Elaborada pelo autor.

A análise no Gráfico 2, permite ainda verificar que os momentos fletores de segunda ordem da Família PR1, obtidos com o método MAES apresentam uniformidade na sua variação em relação aos resultados obtidos com a análise numérica. Este comportamento é devido ao carregamento vertical em apenas um vão

nesta família de estruturas, que implicou em menores deformações em primeira ordem.

Nas estruturas das análises 13, 16 e 17, da família PR2, conforme Quadro 7, e estrutura 16, da família PR1, conforme Quadro 8, considerando o método simplificado da NBR 8800:2008, apura-se a inconsistência do item 4.9.7.2, desta mesma norma, no que se refere a possibilidade do uso deste método simplificado para a determinação de esforços de segunda ordem em substituição à uma análise rigorosa em estruturas classificadas como de grande deslocabilidade, devido a tomada de esforços além da conta em dimensionamentos de estruturas, o que leva a superdimensionamentos e situação antieconômica.

Conclui-se, que em estruturas de pórticos metálicos de apoios rotulados e vigas inclinadas, com carregamentos simétrico ou assimétrico, conforme adotado neste estudo, apesar de ambas as metodologias simplificadas apresentarem resultados conservadores, o método simplificado da NBR 8800:2008 (MAES) apresenta melhores resultados.

Quadro 7 - Momentos solicitantes para família PR2

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
1	Q ₁	20	IPE 300	416,28	437,42	488,10	11,59%	500,40	14,40%
2	Q ₁	20	IPE 360	438,50	450,62	486,10	7,87%	503,00	11,62%
3	Q ₁	20	IPE 450	489,05	496,45	533,51	7,46%	557,81	12,36%
4	Q ₂	20	IPE 300	621,64	672,18	780,74	16,15%	793,89	18,11%
5	Q ₂	20	IPE 360	652,41	680,34	738,68	8,58%	755,49	11,05%
6	Q ₂	20	IPE 450	724,19	740,89	790,26	6,66%	812,95	9,73%
7	Q ₃	20	IPE 300	1234,57	1512,58	2220,51	46,80%	2141,63	41,59%
8	Q ₃	20	IPE 360	1290,83	1416,99	1632,63	15,22%	1637,49	15,56%
9	Q ₃	20	IPE 450	1425,99	1496,54	1619,52	8,22%	1627,92	8,78%
10	Q ₁	30	IPE 300	890,39	1055,04	1461,09	38,49%	1647,50	56,16%
11	Q ₁	30	IPE 360	851,09	930,15	1113,52	19,71%	1166,20	25,38%
12	Q ₁	30	IPE 450	916,80	957,08	1073,68	12,18%	1127,41	17,80%

Quadro 7 - Momentos solicitantes para família PR2

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
13	Q ₂	30	IPE 300	1329,00	1850,13	3324,07	79,67%	4760,13	157,29%
14	Q ₂	30	IPE 360	1266,03	1458,11	1894,78	29,95%	2001,41	37,26%
15	Q ₂	30	IPE 450	1356,95	1449,36	1654,12	14,13%	1715,61	18,37%
16	Q ₃	30	IPE 300	2638,07	3325,82	5384,74	61,91%	2692,85	-19,03%
17	Q ₃	30	IPE 360	2504,44	4184,66	10250,54	144,96%	11322,61	170,57%
18	Q ₃	30	IPE 450	2670,62	3097,66	4011,39	29,50%	4108,81	32,64%

Fonte: Elaborada pelo autor.

Quadro 8 - Momentos solicitantes para família PR1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
1	Q ₁	20	IPE 300	406,43	423,71	450,45	6,31%	492,01	16,12%
2	Q ₁	20	IPE 360	379,77	388,68	410,73	5,67%	437,74	12,62%
3	Q ₁	20	IPE 450	357,49	361,52	386,87	7,01%	425,60	17,73%
4	Q ₂	20	IPE 300	606,79	646,58	692,05	7,03%	783,65	21,20%
5	Q ₂	20	IPE 360	565,23	585,28	615,68	5,19%	660,93	12,93%
6	Q ₂	20	IPE 450	525,83	534,77	576,13	7,73%	638,33	19,37%
7	Q ₃	20	IPE 300	1204,80	1380,12	1544,69	11,92%	2170,44	57,26%
8	Q ₃	20	IPE 360	1118,75	1201,61	1279,89	6,52%	1456,61	21,22%
9	Q ₃	20	IPE 450	1028,24	1063,79	1176,16	10,56%	1330,24	25,05%
10	Q ₁	30	IPE 300	857,88	1017,10	1184,61	16,47%	1652,19	62,44%
11	Q ₁	30	IPE 360	824,69	902,25	991,46	9,89%	1150,29	27,49%
12	Q ₁	30	IPE 450	776,36	814,42	875,06	7,45%	992,43	21,86%
13	Q ₂	30	IPE 300	1279,97	1719,81	2102,28	22,24%	5382,24	212,96%
14	Q ₂	30	IPE 360	1226,22	1413,79	1573,50	11,30%	2004,51	41,78%
15	Q ₂	30	IPE 450	1145,18	1232,47	1317,91	6,93%	1521,30	23,44%

Quadro 8 - Momentos solicitantes para família PR1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
16	Q ₃	30	IPE 300	2539,76	5712,25	10363,00	81,42%	2594,54	-54,58%
17	Q ₃	30	IPE 360	2424,61	3508,29	4058,22	15,68%	14948,99	326,10%
18	Q ₃	30	IPE 450	2245,98	2639,04	2903,82	10,03%	3886,13	47,26%

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2 Pórticos engastados Famílias – PE2 e PE1

Verifica-se nos Quadros 9 e 10, que em parte das estruturas analisadas, o coeficiente B2 classifica os seus deslocamentos em uma posição inferior quando comparado com a classificação dos deslocamentos dada por meio da análise numérica. São estas, as estruturas das análises 4, 11, 13, 15 e 17, da família PE2, e estruturas das análises 4, 7, 8, 10, 11, 14, 15, 17 e 18, da família PE1.

Na estrutura da análise 13, da família PE1, o coeficiente B2 classifica o seu deslocamento lateral duas posições inferiores em comparação com a classificação dada pela análise numérica.

Nas análises restantes, o coeficiente B2 classifica os seus deslocamentos em uma posição análoga às classificações dadas através da análise numérica. São estas, as estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16 e 18, da família PE2, e estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 9, 12 e 16, da família PE1.

Conclui-se, que em pórticos metálicos de apoios engastados e vigas inclinadas, com carregamentos simétricos ou assimétricos, conforme adotado neste estudo, não pode ser feito a classificação da deslocabilidade lateral utilizando o coeficiente B2, contrariando então o item 4.9.4.8 da NBR 8800:2008, devido a condição contra a segurança oferecida por este coeficiente, no que se refere ao tipo de análise para determinação de esforços solicitantes conforme item 4.9.7 da referida norma.

Quadro 9 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE2

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	$\Delta 1^a$ (m)	$\Delta 2^a$ (m)	$\Delta 2^a / \Delta 1^a$	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q ₁	20	IPE 300	0,07	0,07	1,07	Pequena	1,05	Pequena
2	Q ₁	20	IPE 360	0,04	0,05	1,04	Pequena	1,03	Pequena
3	Q ₁	20	IPE 450	0,03	0,03	1,02	Pequena	1,03	Pequena
4	Q ₂	20	IPE 300	0,10	0,12	1,11	Média	1,07	Pequena
5	Q ₂	20	IPE 360	0,07	0,07	1,05	Pequena	1,05	Pequena
6	Q ₂	20	IPE 450	0,04	0,04	1,03	Pequena	1,04	Pequena
7	Q ₃	20	IPE 300	0,21	0,26	1,26	Média	1,16	Média
8	Q ₃	20	IPE 360	0,13	0,15	1,11	Média	1,11	Média
9	Q ₃	20	IPE 450	0,08	0,09	1,06	Pequena	1,08	Pequena
10	Q ₁	30	IPE 300	0,20	0,26	1,33	Média	1,104	Média
11	Q ₁	30	IPE 360	0,13	0,15	1,14	Média	1,08	Pequena
12	Q ₁	30	IPE 450	0,09	0,09	1,07	Pequena	1,05	Pequena
13	Q ₂	30	IPE 300	0,29	0,56	1,90	Grande	1,17	Média
14	Q ₂	30	IPE 360	0,20	0,24	1,24	Média	1,12	Média
15	Q ₂	30	IPE 450	0,13	0,14	1,104	Média	1,08	Pequena
16	Q ₃	30	IPE 300	0,58	0,70	1,20	Média	1,398	Média
17	Q ₃	30	IPE 360	0,39	0,82	2,11	Grande	1,27	Média
18	Q ₃	30	IPE 450	0,25	0,31	1,25	Média	1,18	Média

Fonte: Elaborada pelo autor.

Quadro 10 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	$\Delta 1^a$ (m)	$\Delta 2^a$ (m)	$\Delta 2^a / \Delta 1^a$	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q ₁	20	IPE 300	0,05	0,06	1,07	Pequena	1,02	Pequena
2	Q ₁	20	IPE 360	0,03	0,03	1,03	Pequena	1,02	Pequena
3	Q ₁	20	IPE 450	0,02	0,02	1,01	Pequena	1,01	Pequena

Quadro 10 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	$\Delta 1^a$ (m)	$\Delta 2^a$ (m)	$\Delta 2^a / \Delta 1^a$	Deslocab.	B2	Deslocab.
4	Q ₂	20	IPE 300	0,08	0,09	1,11	Média	1,03	Pequena
5	Q ₂	20	IPE 360	0,05	0,05	1,05	Pequena	1,03	Pequena
6	Q ₂	20	IPE 450	0,03	0,03	1,03	Pequena	1,02	Pequena
7	Q ₃	20	IPE 300	0,15	0,19	1,27	Média	1,07	Pequena
8	Q ₃	20	IPE 360	0,10	0,11	1,12	Média	1,05	Pequena
9	Q ₃	20	IPE 450	0,06	0,06	1,05	Pequena	1,04	Pequena
10	Q ₁	30	IPE 300	0,15	0,21	1,36	Média	1,05	Pequena
11	Q ₁	30	IPE 360	0,10	0,12	1,15	Média	1,04	Pequena
12	Q ₁	30	IPE 450	0,06	0,07	1,07	Pequena	1,03	Pequena
13	Q ₂	30	IPE 300	0,23	0,54	2,38	Grande	1,08	Pequena
14	Q ₂	30	IPE 360	0,15	0,19	1,27	Média	1,06	Pequena
15	Q ₂	30	IPE 450	0,09	0,10	1,12	Média	1,04	Pequena
16	Q ₃	30	IPE 300	0,45	0,54	1,20	Média	1,17	Média
17	Q ₃	30	IPE 360	0,29	0,65	2,21	Grande	1,12	Média
18	Q ₃	30	IPE 450	0,18	0,24	1,29	Média	1,08	Pequena

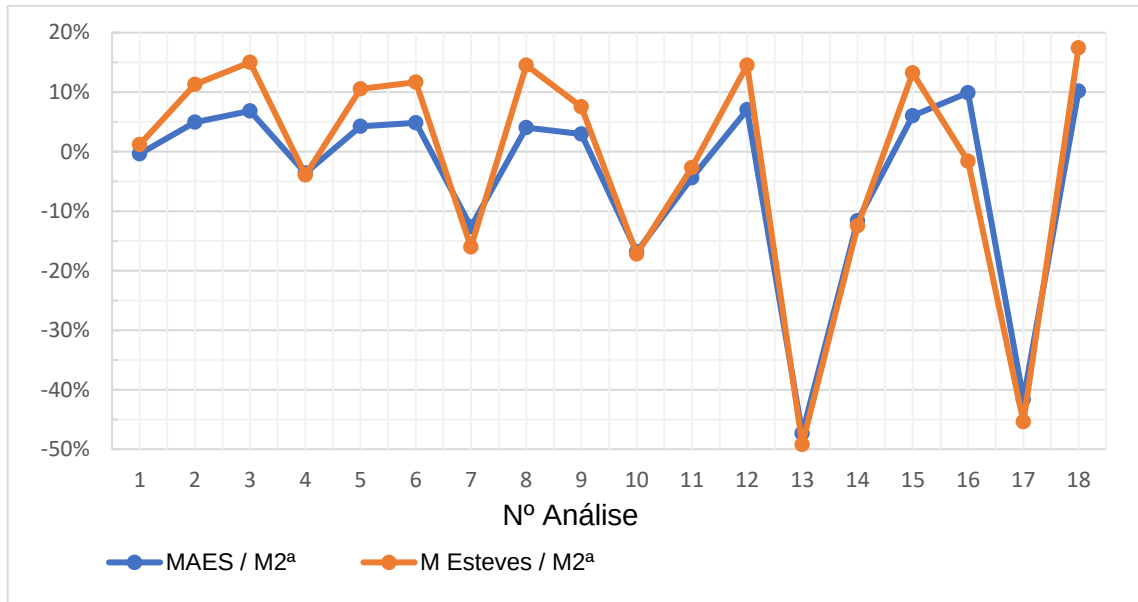
Fonte: Elaborada pelo autor.

Verifica-se, para estas famílias de estruturas, conforme Quadros 11 e 12, e ainda no Gráfico 3 e no Gráfico 4, que em parte das análises, os momentos fletores de segunda ordem obtidos com método simplificado da NBR 8800:2008 (MAES) se mostram conservadores, com valores superiores aos momentos obtidos pela análise numérica de até 29,60%, na família PE2, e de até 10,17%, na família PE1. São essas, as estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9, 12, 15, 16 e 18, da família PE2, e estruturas das análises 2, 3, 5, 6, 8, 9, 12, 15, 16 e 18, da família PE1.

Nas análises restantes de ambas as famílias, os momentos fletores de segunda ordem obtidos através do método simplificado da NBR 8800:2008 (MAES) resultam valores contra a segurança, inferiores aos momentos obtidos por análise numérica (M2^a), de até -32,66%, na família PE2, e de até -47,36%, na família PE1.

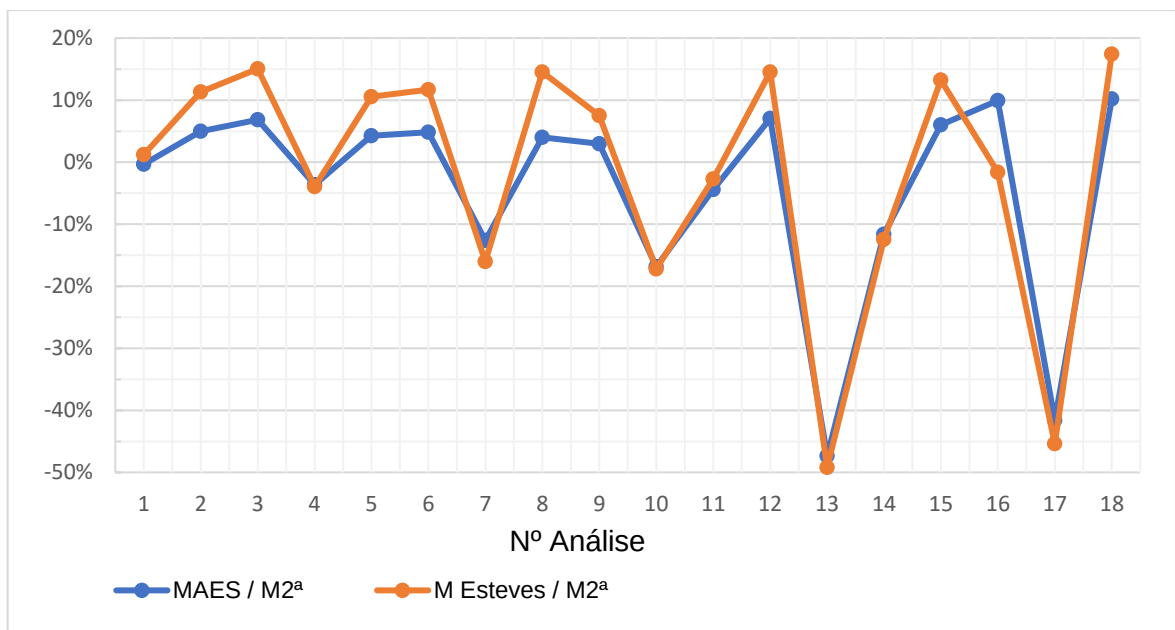
São essas, as estruturas das análises 4, 7, 10, 11, 13, 14 e 17, da família PE2, e estruturas das análises 1, 4, 7, 10, 11, 13, 14 e 17, da família PE1.

Gráfico 3 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PE2)



Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 4 - Variação dos momentos fletores obtidos conforme métodos simplificados em relação a análise numérica (Família PE1)



Fonte: Elaborada pelo autor.

Verifica-se, que em parte das estruturas analisadas, em ambas as famílias, os momentos fletores de segunda ordem obtidos conforme método simplificado de Esteves (M_{Esteves}), resultam valores superiores aos momentos fletores obtidos através da análise numérica, de até 14,13%, na família PE2, e de até 17,42%, na família PE1. São essas, as estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9, 12, 15 e 18, da família PE2, e estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9, 12, 15 e 18, da família PE1.

Nas análises restantes, os momentos fletores de segunda ordem determinados com o método simplificado de Esteves (M_{Esteves}) resulta valores inferiores aos momentos obtidos por análise numérica ($M2^a$). São essas, as estruturas das análises 4, 7, 10, 11, 13, 14, 16 e 17, da família PE2, e estruturas das análises 4, 7, 10, 11, 13, 14, 16 e 17, da família PE1.

Conforme Gráfico 3 e Gráfico 4, quando comparados os resultados obtidos por meio das duas metodologias simplificadas, apura-se que os momentos fletores obtidos com o método simplificado da NBR 8800:2008 (MAES) resulta valores mais próximos dos momentos fletores obtidos pela análise numérica, que o método simplificado de Esteves, mesmo quando não conservadores. Com exceção, para este caso, as estruturas das análises 1 e 18, na família PE2, e estruturas das análises 11 e 16, na família PE1.

Conclui-se, que em pórticos metálicos de apoios engastados e vigas inclinadas, com carregamentos simétricos ou assimétricos, conforme adotado neste estudo, a metodologia simplificada da NBR 8800:2008 apresenta melhores resultados que o método simplificado de Esteves, para a determinação de momentos fletores em segunda ordem. Porém, é verificado que em algumas das estruturas analisadas a metodologia simplificada da referida norma, é falha para a determinação destes momentos fletores de forma a favor da segurança.

Quadro 11 - Momentos solicitantes para família PE2

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
1	Q ₁	20	IPE 300	444,40	469,36	475,59	1,33%	470,43	0,23%
2	Q ₁	20	IPE 360	348,98	356,61	379,74	6,49%	394,92	10,74%
3	Q ₁	20	IPE 450	402,62	407,20	434,03	6,59%	457,53	12,36%

Quadro 11 - Momentos solicitantes para família PE2

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
4	Q ₂	20	IPE 300	663,54	722,19	717,2	-0,69%	689,76	-4,49%
5	Q ₂	20	IPE 360	518,92	536,23	570,2	6,34%	586,73	9,42%
6	Q ₂	20	IPE 450	596,86	606,00	638,28	5,33%	663,52	9,49%
7	Q ₃	20	IPE 300	1317,59	1599,09	1499,5	-6,23%	1344,55	-15,92%
8	Q ₃	20	IPE 360	1026,12	1099,31	1194,8	8,69%	1226,16	11,54%
9	Q ₃	20	IPE 450	1172,61	1213,29	1274,9	5,08%	1311,33	8,08%
10	Q ₁	30	IPE 300	1093,42	1386,96	1228,5	-11,42%	1160,59	-16,32%
11	Q ₁	30	IPE 360	855,86	953,76	946,61	-0,75%	925,69	-2,94%
12	Q ₁	30	IPE 450	702,15	729,55	808,87	10,87%	831,28	13,94%
13	Q ₂	30	IPE 300	1631,89	2787,56	1903,5	-31,71%	1699,80	-39,02%
14	Q ₂	30	IPE 360	1272,98	1518,27	1435,7	-5,44%	1343,41	-11,52%
15	Q ₂	30	IPE 450	1038,90	1101,94	1232,8	11,87%	1233,83	11,97%
16	Q ₃	30	IPE 300	3239,01	3389,49	4392,6	29,60%	3311,28	-2,31%
17	Q ₃	30	IPE 360	2517,94	4626,21	3115,4	-32,66%	2590,81	-44,00%
18	Q ₃	30	IPE 450	2043,98	2336,17	2786,5	19,28%	2666,37	14,13%

Fonte: Elaborada pelo autor.

Quadro 12 - Momentos solicitantes para família PE1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
1	Q ₁	20	IPE 300	374,50	395,72	394,31	-0,36%	400,44	1,19%
2	Q ₁	20	IPE 360	346,49	355,48	373,14	4,97%	395,67	11,31%
3	Q ₁	20	IPE 450	332,66	337,51	360,54	6,82%	388,19	15,02%

Quadro 12 - Momentos solicitantes para família PE1

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1 ^a (KNm)	M2 ^a (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2 ^a	M Esteves (KNm)	M Esteves / M2 ^a
4	Q ₂	20	IPE 300	558,14	608,12	586,09	-3,62%	584,20	-3,93%
5	Q ₂	20	IPE 360	515,41	535,85	558,60	4,25%	592,28	10,53%
6	Q ₂	20	IPE 450	490,37	501,17	525,34	4,82%	559,67	11,67%
7	Q ₃	20	IPE 300	1106,23	1348,72	1178,34	-12,63%	1132,71	-16,02%
8	Q ₃	20	IPE 360	1019,56	1106,69	1151,16	4,02%	1267,35	14,52%
9	Q ₃	20	IPE 450	961,07	1005,01	1034,84	2,97%	1080,58	7,52%
10	Q ₁	30	IPE 300	921,40	1193,71	992,65	-16,84%	988,23	-17,21%
11	Q ₁	30	IPE 360	731,13	822,92	786,76	-4,39%	800,71	-2,70%
12	Q ₁	30	IPE 450	688,09	725,84	776,88	7,03%	831,40	14,54%
13	Q ₂	30	IPE 300	1372,51	2834,00	1491,71	-47,36%	1439,74	-49,20%
14	Q ₂	30	IPE 360	1084,91	1319,66	1166,09	-11,64%	1154,87	-12,49%
15	Q ₂	30	IPE 450	1018,47	1106,34	1172,79	6,01%	1252,60	13,22%
16	Q ₃	30	IPE 300	2718,91	2833,59	3114,60	9,92%	2787,65	-1,62%
17	Q ₃	30	IPE 360	2140,82	4051,08	2364,56	-41,63%	2212,09	-45,40%
18	Q ₃	30	IPE 450	2004,52	2430,94	2678,06	10,17%	2854,32	17,42%

Fonte: Elaborada pelo autor.

9 CONCLUSÕES

Os resultados apresentados confirmam a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem devido ao aumento dos momentos fletores solicitantes em análises de segunda ordem.

Verifica-se que para as estruturas analisadas o fator B2 não consegue assumir valores coerentes para classificar as estruturas quanto às sensibilidades aos deslocamentos laterais, sugerindo então a revisão do que trata a NBR 8800:2008 no item 4.9.4.8, quando na consideração de pórticos metálicos de vigas inclinadas.

Quanto ao método simplificado abordado na NBR 8800:2008 para determinação dos esforços de segunda ordem, verificou a existência de resultados

mais próximos dos métodos numéricos em comparação com o método de Esteves. Porém, destaca-se a existência de inconsistências no método simplificado da NBR8800:2008 ao apresentar resultados ora muito conservadores, para os pórticos de apoios rotulados, e ora contra a segurança, para pórticos tomados com apoios engastados.

Devido a esses resultados muito conservadores, é sugerido a revisão do item 4.9.7.2 da NBR 8800:2008, no que se refere a utilização do método simplificado em lugar de uma análise rigorosa para a determinação dos momentos fletores de segunda ordem em pórticos de vigas inclinadas, podendo acarretar nessas estruturas o exagero de considerações devido a possíveis superdimensionamentos.

Com os resultados obtidos fica clara a necessidade de estudos mais aprofundados para a obtenção de uma metodologia simplificada que detenha resultados mais exatos que o método adotado atualmente com relação aos valores reais de esforços solicitantes, fazendo assim anexação à norma vigente e a sua consequente melhoria no que se referir a análises de pórticos metálicos de vigas inclinadas.

10 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando a amplificação do estudo deste trabalho, recomenda-se a exploração da mesma metodologia considerada na análise de pórticos metálicos reais que detenham vigas inclinadas como galpões industriais ou comerciais, fazendo assim um estudo mais íntimo com os verdadeiros carregamentos solicitados. Podem ainda ser verificados estruturas do mesmo tipo, porém, considerando três vãos consecutivos e variados contornos de carregamento reais.

11 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

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

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas**: Contraventamento de Edifícios. Ed. 01. Porto: Notas de aula, 2008.

COUTO, C. A. S. **Estabilidade de pórticos metálicos em situação de incêndio**. 2011. 169 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra, Coimbra, 2011.

ESTEVES, N. M. C. Estabilidade, **Comportamento não linear e dimensionamento de pórticos metálicos de travessas inclinadas com 2 e 3 vãos**. 2014. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra, Coimbra, 2014.

European Committee for Standardization (CEN). **EN 1993-1-1**, EUROCODE 3: *Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, 2010.

LEAL, L. A. de S.; CAMPELLO, E. de M. B. **Análise Elástica dos efeitos da deslocabilidade global em estruturas de aço**. Revista da Estrutura de Aço, v. 02, n. 02, p. 75-94, 2013.

MARTINS, João Guerra. **Estruturas Metálicas**: EC3 - Parte 1.1. Ed. 04. Porto: Notas de aula, 2011.

MARTINS, João Guerra. **Estruturas Metálicas**: EC3 - Parte 1.1. Ed. 06. Porto: Notas de aula, 2011.

PRAVIA, Z. M. C.; STUMPF, D. D. Análise de segunda ordem de edifícios industriais com perfis laminados. In: KRIPKA, M.; CHAMBERLAIN, Z. M. (Org.). **Novos estudos e pesquisas em Construção Metálica**. Passo Fundo: UPF, 2008. 221 p.

REIS, Antônio; CAMOTIM, Dinar. **Estabilidade Estrutural**. Lisboa: McGRAM-HILL, 2001.

REIS, Antônio; CAMOTIM, Dinar. **Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas**. Lisboa: Orion, 2012.

SILVA, T. D. de A. e. **Estabilidade das estruturas**. 2014. 37 f. Trabalho de conclusão de curso (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2014.

SILVA, T. D. de A. e. et.al. **Análise estrutural de pórticos:** Estudo comparativo entre Eurocódigo EN 1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008. Revista da Estrutura de Aço, v. 05, n. 01, p. 59-78, 2016.

SILVESTRE, Nuno; CAMOTIM, Dinar. ***Elastic buckling and second-order behaviour of pitched-roof steel frames.*** *Journal of Constructional Steel Research.* Ed. 63: p. 804-818, 2007.

SIMÕES, R. A. D. **Manual de dimensionamento de estruturas metálicas.** Ed. 03. Coimbra: CMM, 2014.

ANEXO A – Modelo simplificado de Esteves para abordagem de momentos fletores de segunda ordem

A metodologia proposta por Esteves tem por objetivo calcular de forma indireta os esforços de segunda ordem para pórticos metálicos de vigas inclinadas com dois vãos. O método foi desenvolvido com base na observação das configurações deformadas quanto aos carregamentos verticais e horizontais de forma separada para essas estruturas, em análises de primeira ordem.

Esteves verificou que a configuração deformada provocada pela carga vertical pode ser dividida em 2 parcelas de modo a isolar a parcela associada aos deslocamentos horizontais no topo dos pilares. Para a primeira é considerado o pórtico submetido apenas à carga vertical e com os deslocamentos horizontais impedidos no topo dos pilares de extremidade. A segunda parcela é consiste em aplicar no topo desses mesmos pilares de extremidade forças iguais e de sinal oposto às reações que surgem nos apoios introduzidos para impedir os deslocamentos horizontais dos topos dos pilares. Por último, é considerado ainda a parcela associada aos deslocamentos provenientes das cargas horizontais.

Dessa forma, Esteves propôs o modelo de abordagem dos efeitos de segunda ordem para as considerações de carregamentos simétricos ou assimétricos de acordo à vinculação dos apoios das estruturas.

Para carregamento simétrico e bases rotuladas foi considerado que a configuração deformada de primeira ordem do pórtico pode ser decomposta em três parcelas de estruturas:

- Parcela simétrica devido ao carregamento e sem influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V_{DI, I}$;
- Parcela simétrica devido ao carregamento e com influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V^{SS}_{DP, I}$;
- Parcela assimétrica, devidas as cargas horizontais é designada por $V^{AS}_{DP, I}$.

O momento fletor de segunda ordem é então determinado de forma aproximada de acordo com a equação seguinte, que faz a consideração dos momentos fletores das respectivas parcelas de estruturas obtidos em análises de primeira ordem.

$$M_F = M_{DI,I} + C_{SS} \cdot M_{DP,I}^{SS} + C_{AS} \cdot M_{DP,I}^{AS}$$

Com:

$$C_{SS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd,SS}}{N_e}} ; \quad C_{AS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd,AS}}{N_e}}$$

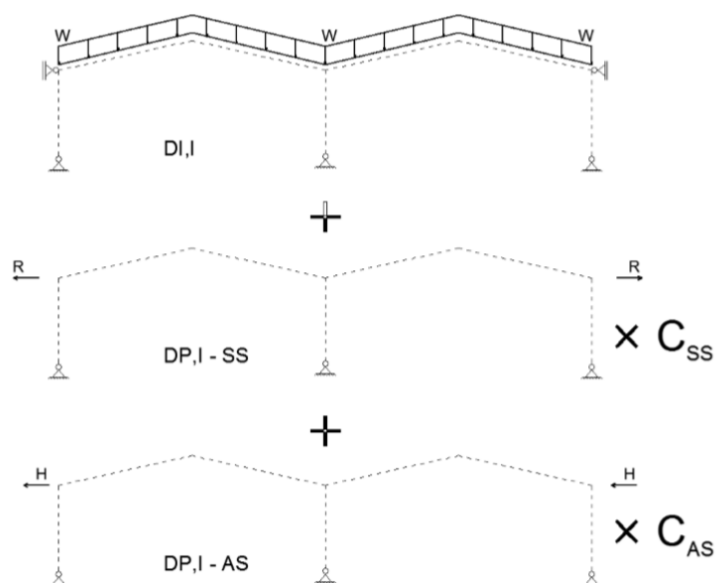
Sendo:

- $N_{sd,SS}$ e $N_{sd,AS}$, as forças axiais solicitantes de cálculo obtidos nas estruturas das parcelas $V_{DP,I}^{SS}$ e $V_{DP,I}^{AS}$, respectivamente;

- N_e a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra.

A Figura A1 ilustra o método de amplificação proposto anteriormente para este tipo de pórticos.

Figura A1 - Parcelas de estruturas (pórticos de carregamento simétrico e apoios rotulados)



Fonte: Esteves (2014, p. 57).

Para carregamento assimétrico e bases rotuladas foi considerado que a configuração deformada de primeira ordem do pórtico pode ser decomposta em três parcelas de estruturas:

- Parcela assimétrica devido ao carregamento e sem influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V_{DI, I}$;
- Parcela simétrica devido ao carregamento e com influência dos deslocamentos horizontais dos topos das colunas de extremidade, designada por $V^{ABS}_{DP, I}$;
- Parcela assimétrica, devidas as cargas horizontais é designada por $V^{AS}_{DP, I}$.

O momento fletor de segunda ordem é então determinado de forma aproximada de acordo com a equação seguinte, que faz a consideração dos momentos fletores das respectivas parcelas de estruturas obtidos em análises de primeira ordem.

$$M_F = M_{DI, I} + C_{ABS} \cdot M^{ABS}_{DP, I} + C_{AS} \cdot M^{AS}_{DP, I}$$

Com:

$$C_{ABS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd, ABS}}{N_e}} \quad ; \quad C_{AS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd, AS}}{N_e}}$$

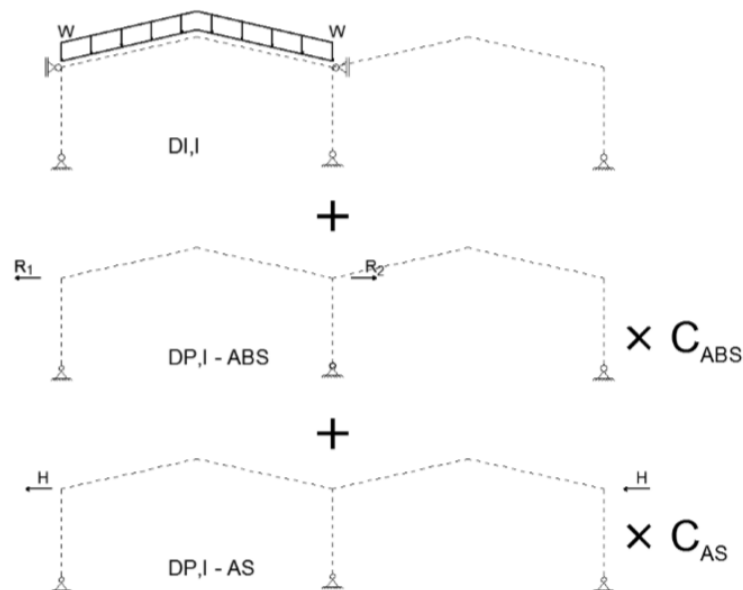
Sendo:

– $N_{sd, ABS}$ e $N_{sd, AS}$, as forças axiais solicitantes de cálculo obtidos nas estruturas das parcelas $V^{ABS}_{DP, I}$ e $V^{AS}_{DP, I}$, respectivamente;

– N_e a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra.

A Figura A2 ilustra o método de amplificação proposto anteriormente para este tipo de pórticos.

Figura A2 - Parcelas de estruturas (pórticos de carregamento assimétrico e apoios rotulados)



Fonte: Esteves (2014, p. 64).

Para pórticos carregados de forma simétrica ou assimétrica, e com bases engastadas, foi considerado que a configuração deformada de primeira ordem pode ser decomposta nas seguintes parcelas de estruturas:

- Parcela simétrica devido ao carregamento e sem influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V_{DI, I}$, no caso de carregamento simétrico;
- Parcela simétrica devido ao carregamento e com influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V^{SS}_{DP, I}$, no caso de carregamento simétrico;

- Parcela assimétrica devido ao carregamento e sem influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V_{DI, I}$, no caso de carregamento assimétrico;
- Parcela assimétrica devido ao carregamento e com influência dos deslocamentos horizontais dos topos dos pilares de extremidade, designada por $V_{DP, I}^{ABS}$, no caso de carregamento assimétrico;
- Parcela assimétrica, devidas as cargas horizontais é designada por $V_{DP, I}^{AS}$, para os casos de carregamento simétrico ou assimétrico.

O momento fletor de segunda ordem é então determinado de forma aproximada de acordo com as equações seguintes para casos de carregamentos simétricos e assimétricos, respectivamente. As equações fazem as considerações dos momentos fletores das respectivas parcelas de estruturas obtidos em análises de primeira ordem.

$$M_F = M_{DI, I} + C_{SS} \cdot M_{DP, I}^{SS} + C_{AS} \cdot M_{DP, I}^{AS} \quad \text{Carregamento simétrico}$$

$$M_F = M_{DI, I} + C_{ABS} \cdot M_{DP, I}^{ABS} + C_{AS} \cdot M_{DP, I}^{AS} \quad \text{Carregamento assimétrico}$$

Com:

$$C_{AS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd, AS}}{N_e}} \quad ; \quad C_{SS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd, SS}}{N_e}} \quad ; \quad C_{ABS} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd, ABS}}{N_e}}$$

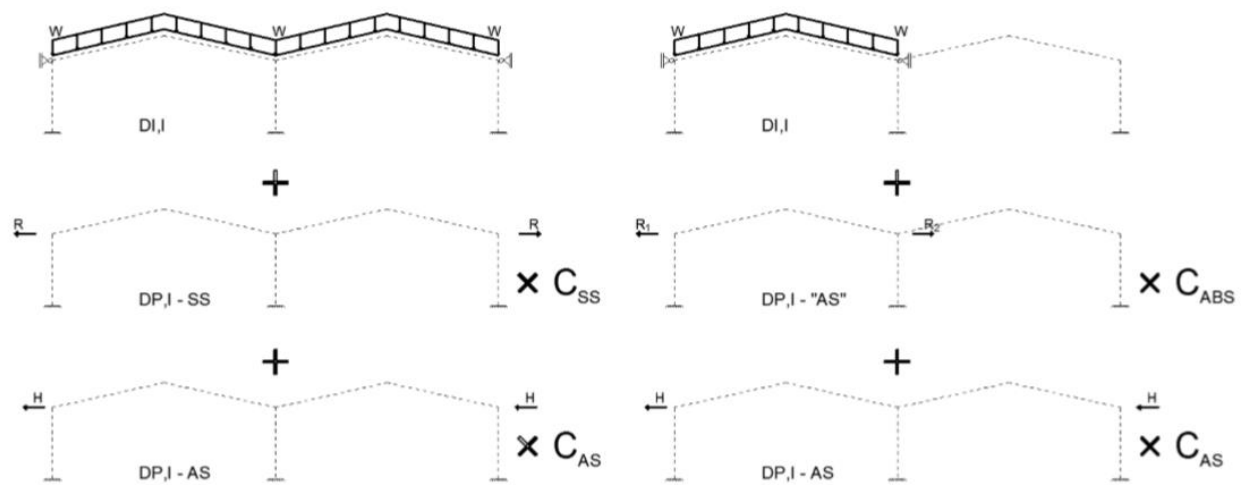
Sendo:

– $N_{sd, AS}$, $N_{sd, SS}$ e $N_{sd, ABS}$, as forças axiais solicitantes de cálculo obtidos nas parcelas de estruturas $V_{DP, I}^{AS}$, $V_{DP, I}^{SS}$, $V_{DP, I}^{ABS}$ e, respectivamente;

– Ne a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra.

A Figura A3 ilustra o método de amplificação proposto anteriormente para este tipo de pórticos.

Figura A3 - Parcelas de estruturas (pórticos de carregamento simétrico ou assimétrico com apoios rotulados)



Fonte: Esteves (2014, p. 73).