

Universidade de Passo Fundo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e
Ambiental

Diego Juliano Boeira

ESTUDO DAS IMPERFEIÇÕES LOCAIS E GLOBAIS
NO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS DE
ESTRUTURAS DE AÇO

Passo Fundo

2017

Diego Juliano Boeira

ESTUDO DAS IMPERFEIÇÕES LOCAIS E GLOBAIS
NO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS DE
ESTRUTURAS DE AÇO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia.

Passo Fundo

2017

Universidade de Passo Fundo
Faculdade de Engenharia e Arquitetura
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e
Ambiental

A Comissão Examinadora, abaixo assinada, aprova a dissertação de mestrado Estudo das imperfeições locais e globais no cálculo da resistência de elementos de estruturas de aço, elaborada por Diego Juliano da Rosa Boeira, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Data da aprovação: Passo Fundo, 20 de abril de 2017.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Moacir Kripka
Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Gustavo Prates Mezzomo
Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza
Universidade Federal de São Carlos

Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Orientador
Universidade de Passo Fundo

Passo Fundo
2017

RESUMO

A avaliação da capacidade resistente de perfis de aço exige a correta análise dos esforços da estrutura e deve respeitar os estados limites propostos pelas normas vigentes - especialmente aqui, a NBR 8800 (ABNT 2008). Problemas e erros na montagem das estruturas, ou devido ao processo de manufatura dos perfis, levam ao surgimento de diversas imperfeições. Essas imperfeições, locais e globais, podem ocasionar diversas excentricidades e mudanças de distribuição de esforços, levando os elementos estruturais a ficarem flexo-comprimidos e, por consequência, fora dos limites de tolerância propostos pela citada norma brasileira, o que, por certo, pode levar a erros no cálculo da capacidade resistente dos perfis. Mesmo que os softwares de elementos finitos permitam que sejam utilizadas análises avançadas com o uso dos modos de flambagem elástica, levando a resultados mais precisos, ainda persistem dúvidas na operação de tais sistemas e nos projetos estruturais, até mesmo, de engenheiros experientes, que não entendem o comportamento da estrutura com sua geometria deformada. Assim considerando, o objetivo do presente estudo foi o de analisar o efeito das imperfeições geométricas locais, globais e integradas em estruturas modeladas com análise não linear geométrica, variando as imperfeições e as incluindo através dos modos de flambagem elástica. Tal avaliação foi feita em barras isoladas e pórticos 2D e 3D compostos por perfis laminados, através dos métodos de análise estrutural propostos pela NBR8800, comparando-se, posteriormente, com o método proposto na última revisão da ANSI/AISC360 (2016), que usa análise avançada de estruturas e considera as imperfeições locais e globais modeladas de forma direta. Desse modo, infere-se como principais resultados desta pesquisa que as imperfeições influenciam de forma significativa os esforços e condições de estabilidade da estrutura. O método proposto pela ANSI/AISC 360-16 demanda uma avaliação mais criteriosa análise estrutural, exigindo do engenheiro estrutural maior conhecimento para aplicação do método que, em condições ideais, pode levar a reduções de uso de material.

Palavras-chave: análise avançada de estruturas, flambagem elástica, flexo-compressão, NBR 8800.

ABSTRACT

Evaluation of the strength capacity of steel sections requires the correct analysis of the structure's forces and must comply with the limit states proposed by the current standards - especially here, NBR 8800 (ABNT 2008). Problems and mistakes in erection of structures, or due to fabrication process of profiles manufacturing, lead to the appearance of several imperfections. These imperfections, local and global, can cause several eccentricities and changes in the distribution of forces, causing the structural elements to flexural compression and, consequently, out of the tolerance limits proposed by the cited Brazilian standard, this, for right, can lead to errors in the calculation of the section resistant capacity. Even if finite elements software allows advanced analysis using the elastic buckling modes, leading to more accurate results, there are still doubts in the operation of such systems and structural designs, even, by experienced engineers who do not understand the behavior of the structure with its deformed geometry. Thus, the aim of the present study was to analyze the effect of local, global and integrated geometric imperfections on modeled structures with geometric nonlinear analysis, varying the imperfections and including it through elastic buckling modes. This evaluation was done in isolated bars and 2D and 3D frames composed of rolled sections, through the structural analysis methods proposed by NBR8800, comparing, later, with the method proposed in the last revision of ANSI/AISC 360 (2016), which uses advanced analysis of structures and considers local and global imperfections modeled by directly way. In this way, it is inferred as main results of this research that the imperfections influence in a significant way the forces and conditions of structure stability. The method proposed by the ANSI/AISC 360 (2016) demands a more careful evaluation of the structural analysis, requiring of the calculating engineer greater knowledge for application of the method that, under ideal conditions, can lead to reductions in material use.

Keywords: Advanced analysis of structures. Elastic buckling. Bending-compression. NBR 8800.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Conceito fundamental de flambagem	18
Figura 2: Hipérbole de Euler ($\sigma_e \times \lambda$).....	19
Figura 3: Gráfico $F \times v$ para material elástico-linear (bifurcação de equilíbrio).....	20
Figura 4: Ponto de bifurcação.....	21
Figura 5: Esfera em equilíbrio estável, instável e neutro	21
Figura 6: Flexão provocada por efeitos de compressão	21
Figura 7: Coluna ideal biarticulada.....	22
Figura 8: Coluna com imperfeição inicial.....	25
Figura 9: Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.....	29
Figura 10: Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0	30
Figura 11: Relação entre χ e λ_0 conforme o Eurocode 3 para material elástico com imperfeição geométrica	31
Figura 12: Relação entre χ e λ_0 conforme NBR8800 e Eurocode 3	32
Figura 13: Imperfeições geométricas iniciais.....	33
Figura 14: Imperfeições locais e globais de barras.....	34
Figura 15: Forças equivalentes segundo a NBR8800 (ABNT, 2008)	38
Figura 16: Geometria dos modelos.....	39
Figura 17: Cargas concentradas nos modelos	40
Figura 18: Ações permanentes e variáveis consideradas no trabalho de	41
Figura 19: Direção das forças fictícias aplicadas nos modelos.....	41
Figura 20: Resultados obtidos por Ficanha (2012) nas estruturas não contraventadas e com diafragma rígido	42
Figura 21: Consideração das imperfeições globais nos sentidos x e y da estrutura.....	43
Figura 22: Resultados obtidos por Ficanha (2012) nas estruturas sem contraventamento com diafragma rígido	44
Figura 23: Modelo de pórtico.....	45
Figura 24: Resultados obtidos por Shayan (2013) para um pórtico	45
Figura 25: Tipos de análise estrutural.....	48
Figura 26: Modelos de barras isolados analisados	50
Figura 27: Orientação de barras isolados analisados	51
Figura 28: Modelos de pórticos analisados.....	52
Figura 29: Orientação das colunas nos pórticos 2D analisados	53

Figura 30: Modelos de pórticos 3D analisados	53
Figura 31: Orientação das colunas nos pórticos 3D analisados	54
Figura 32: <i>Benchmark problem</i> indicado pela norma americana ANSI/AISC 360-16 ..	58
Figura 33: Resultados para o <i>problema de referência</i>	59
Figura 34: Comparação entre os métodos utilizados	61
Figura 35: Métodos de análise das estruturas.....	64
Figura 36: Modo de deformação elástica e inserção das imperfeições.....	65
Figura 37: Deslocamento global $h/500$	66
Figura 38: Sobreposição dos modos de flambagem local e global.....	66
Figura 39: Estrutura 3D e o primeiro modo de deformação	67
Figura 40: Equações de interação utilizada na determinação do nível de solitação das colunas.....	68
Figura 41: Fluxograma de trabalho nas análises realizadas	69
Figura 42: Primeiro modo de flambagem elástica das colunas biarticuladas	73
Figura 43: Diagrama demonstrativo do Método D para colunas isoladas biarticuladas	73
Figura 44: Primeiro modo de flambagem elástica das colunas com bases "rígidas"	76
Figura 45: Diagrama demonstrativo do Método D para colunas "rígidas" na base e sem restrições no topo	76
Figura 46: Modelos de barras isolados analisados	78
Figura 47: Primeiro modo de flambagem elástica das colunas com bases "rígidas"	80
Figura 48: Diagrama demonstrativo do Método D para pórticos planos com bases "rígidas" e ligações rígidas no topo	80
Figura 49: Primeiro modo de flambagem elástica dos pórticos 3D.....	83
Figura 50: Diagrama demonstrativo do Método D para pórticos planos com bases "rígidas" e ligações rígidas no topo	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Imperfeições em diversos códigos de estruturas de aço	35
Tabela 2: Imperfeições máximas permitidas em diversos códigos de estruturas de aço	37
Tabela 3: Modelos, perfis de composição e geometria das barras isoladas	51
Tabela 4: Modelos, perfis de composição e geometria dos pórticos 2D	52
Tabela 5: Modelos, perfis de composição e geometria dos pórticos 3D	54
Tabela 6: Resultados obtidos com o SAP2000 para o <i>benchmark problem</i>	59

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Resultados para aplicação dos métodos de análise (A, B, C,D) em colunas isoladas biarticuladas	72
Quadro 2: Resultados para aplicação dos métodos de análise (A, B, C, D) em colunas "engastadas" na base e sem restrições no topo	74
Quadro 3: Resultados para aplicação dos métodos de análise (B, C, D) em pórticos planos com bases "engastadas" e ligações rígidas no topo	78
Quadro 4: Resultados para aplicação dos métodos de análise (B, C, D) em pórticos planos com bases "engastadas" e ligações rígidas no topo	82

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Problema da pesquisa	13
1.2 Justificativa	14
1.3 Objetivos.....	15
1.3.1 Objetivo geral.....	15
1.3.2 Objetivos específicos.....	16
1.4 Organização da dissertação	16
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	17
2.1 Instabilidade	17
2.1.1 Carga crítica e estabilidade.....	21
2.1.2 Equação da coluna de Euler	23
2.1.3 Equação da coluna de Euler com imperfeição inicial v_0	25
2.2 Capacidade resistente dos perfis.....	28
2.2.1 Procedimento para cálculo da resistência à compressão	28
2.2.2 Inclusão das imperfeições no cálculo da resistência à compressão.....	30
2.3 Consideração das imperfeições na modelagem estrutural.....	32
2.3.1 Forças equivalentes	35
2.3.2 Modelagem determinística das imperfeições iniciais	37
2.4 Trabalhos similares	38
2.4.1 Estudos de Ficanha.....	39
2.4.2 Estudos de Shayan.....	45
2.5 Tipos de análise	46
2.5.1 Análise elástica de primeira ordem	47
2.5.2 Análise elástica de segunda ordem	47
3 METODOLOGIA	49
3.1 Materiais e programas comerciais.....	49
3.1.1 Modelos de barras isoladas analisados.....	50
3.1.2 Modelos de pórticos analisados.....	51
3.1.3 Modelos de pórticos 3D analisados	53
3.2 Cálculo matemáticos para os métodos de análise	55
3.2.1 Cálculo da capacidade resistente com uso de análise elástica avançada.....	55
3.2.2 Avaliação de referência (<i>benchmark problem</i>) para determinação da	

aplicabilidade do software utilizado.....	57
3.2.3 Análise de modelos de barras isolados e pórticos.....	60
3.2.4 Inserção da imperfeição no modo de flambagem elástica.....	64
3.2.5 Inserção da imperfeição através do modo de flambagem elástica.....	67
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	71
4.1 Análise dos modelos de colunas isolada.....	71
4.1.1 Colunas isoladas biarticuladas.....	71
4.1.2 Colunas rígidas na base e livres de restrições no topo	74
4.2 Análise dos modelos de pórticos	77
4.2.1 Pórticos planos com bases rotuladas e ligações rígidas no topo	77
4.2.2 Pórticos planos com bases rígidas e ligações rígidas no topo.....	78
4.2.3 Análise dos modelos de pórticos 3D.....	81
5 CONCLUSÕES.....	85
REFERÊNCIAS.....	88
ANEXO A: Determinação da capacidade resistente à compressão pelo método do comprimento efetivo (Método A) com a utilização da ABNT NBR 8800 (2008)	90
ANEXO B: Determinação dos esforços solicitantes pelo Método B e verificação dos elementos pela ABNT NBR 8800 (2008).....	91
ANEXO C: Determinação dos esforços solicitantes pelo Método C e verificação dos elementos pela ABNT NBR 8800 (2008).....	92
ANEXO D: Determinação dos esforços solicitantes pelo Método D e verificação dos elementos pela ABNT NBR 8800 (2008).....	93

1 INTRODUÇÃO

Inovar produtos e processos é exigência mínima em diversos arranjos produtivos, e isso não é diferente na construção civil. Embora as estruturas de aço ainda tenham baixa utilização no mercado da construção civil brasileira, elas vêm se destacando em virtude de sua rapidez construtiva, da racionalização e da possibilidade de otimização de espaços. Para tirar proveito dessas características fundamentais, os projetos de estruturas de aço têm procurado aliar o seu uso a sistemas industrializados de fechamento, garantindo, assim, uma elevação na velocidade de montagem da edificação.

O aumento da demanda, evidenciado nos últimos tempos, impulsionou o surgimento ou o crescimento de fábricas no setor da construção metálica, acirrando ainda mais a disputa das mesmas por obras. Nesse cenário, cada vez mais competitivo, torna-se de grande importância o trabalho do engenheiro estrutural para encontrar soluções que garantam um dimensionamento econômico, sem deixar de atender aos critérios de resistência e serviço das estruturas.

O aumento do número de fabricantes também colocou no mercado muitas empresas com um nível baixo de qualidade, tanto na fabricação como na montagem das estruturas de aço. A falta de mão de obra qualificada agrava o problema na maioria das empresas. Isso, inevitavelmente, leva as estruturas a apresentarem muitas imperfeições geométricas, dificultando considerações simplistas de que um carregamento centrado vá acontecer de fato na prática (o que, na verdade, não é obtido nem em ambientes de ensaios controlados).

Devido às excentricidades geradas, as barras, nas construções, estarão sempre sujeitas à flexão e compressão, desenvolvendo deslocamentos laterais desde o início dos carregamentos. Esses irão proporcionar esforços adicionais, podendo comprometer a determinação da capacidade resistente das barras (ALMEIDA, 2007), ou seja, a perda da estabilidade. Essa é definida como a condição na qual um elemento ou sistema estrutural comprimido perde a capacidade de resistir a cargas crescentes, apresentando uma diminuição na capacidade de resistência. Compreende-se, assim, que as imperfeições podem contribuir de maneira significativa para a perda de estabilidade de uma estrutura de aço.

A par dessa constatação, torna-se evidente que, para a realização de um bom projeto estrutural, é imprescindível que as estruturas tenham seu comportamento simulado o mais próximo possível do comportamento real. Para que isso seja alcançado, é de fundamental importância que o método de análise utilizado permita a inclusão de variáveis verificadas na prática, como, por exemplo, as imperfeições geométricas dos elementos ou o comportamento não-linear do material.

No entanto, mesmo com o uso de ferramentas avançadas de análise, a incorporação dessas imperfeições nos modelos de cálculo estrutural ainda é um ponto que gera muitas dúvidas a uma grande quantidade de profissionais. Na direção dessa lacuna, Ficanha (2012) desenvolveu um trabalho focado na resolução do problema da consideração dos efeitos de segunda ordem em estruturas de aço modeladas em três dimensões, em edificações industriais com geometria irregular. Tal pesquisa limitou-se ao estudo dos efeitos de segunda ordem, com a inclusão das imperfeições geométricas realizadas apenas através das forças equivalentes fictícias - denominadas como forças nocionais pela norma técnica brasileira NBR8800 (ABNT, 2008).

A última revisão da ANSI/AISC 360 (2016), que incluiu a modelagem direta das imperfeições globais e locais, facilitada pelos softwares através da modelagem de elementos finitos, precisa passar por uma análise avançada, com o uso de análise não linear de segunda ordem dentre outros parâmetros. Além disso, a referida normativa modifica a expressão do cálculo de resistência à compressão de perfis laminados, que é a forma tradicional de inclusão das imperfeições locais na análise de elementos de barras. Assim, pode-se dizer que o equilíbrio das estruturas é calculado em sua geometria deformada, ou seja, o equilíbrio em sua forma real.

Tendo por base a conclusão obtida no trabalho de Ficanha (2012), de que é importante a consideração dos efeitos de segunda ordem na simulação do comportamento de edifícios industriais, bem como as novas considerações e a inserção das imperfeições de forma direta da ANSI/AISC 360 (2016), o presente trabalho busca a evolução dessas questões através da avaliação do comportamento obtido com a inclusão das imperfeições geométricas na análise estrutural. Dentro desse enfoque, este estudo faz, também, uma avaliação de outros métodos de inserção das imperfeições no modelo de cálculo, bem como, avalia a relação dos valores dessas imperfeições com a capacidade resistente dos elementos estruturais.

1.1 Problema da pesquisa

Ao dimensionar os elementos das estruturas de aço é fundamental garantir que a interpretação da capacidade resistente dos mesmos seja segura. No entanto, surge uma problemática quando busca-se utilizar tais produtos cada vez mais leves e com chapas mais finas, dando-se margem a efeitos negativos devidos às instabilidades. Isso ocorre, pois, as placas componentes da seção costumam ser esbeltas, sendo elevado o número de variáveis envolvidas na análise de estabilidade estrutural.

As imperfeições geométricas estão, evidentemente, presentes em todas as estruturas, tornando necessária a busca por análises que forneçam resultados apropriados, sendo que a análise de segunda ordem é fundamental na avaliação da estabilidade estrutural. Atualmente, as imperfeições são consideradas geometricamente (através da modelagem da estrutura deslocada) ou através de forças equivalentes, essas denominadas forças nocionais. Os limites das imperfeições só são delimitados nas recomendações construtivas que, muitas vezes, não são atendidas. A NBR8800 (ABNT, 2008) propõe a inserção das imperfeições através de métodos que deixam à caráter do engenheiro a escolha do critério de suscetibilidade da estrutura às imperfeições, dificultando um padrão de análise.

As imperfeições podem amplificar os deslocamentos a limites acima dos propostos por norma (NBR 8800) podendo ocasionar alterações nas verificações de capacidade resistente dos perfis, ou seja, a capacidade resistente dos perfis pode, na prática, estar abaixo dos valores encontrados com as atuais verificações. Os métodos para encontrar a capacidade resistente em elementos de barras são semi-empíricos, gerando dúvidas, até mesmo, em engenheiros com experiência no assunto. A NBR8800 (ABNT, 2008) considera as verificações de flambagem local e global em uma barra retilínea, uma vez que as considerações referentes às imperfeições locais já estão inseridas nas equações de dimensionamento.

Assim considerado, instala-se um problema, qual seja, o de avaliar os valores descritos pelos métodos de inserção das imperfeições sugeridos na norma brasileira NBR8800 (ABNT, 2008), já que os padrões de recomendações construtivas nem sempre são coerentes com os seus projetos de cálculo estrutural pré-estabelecidos. Desse modo, estabelece-se como problema para esta pesquisa: como determinar a capacidade resistente considerando as imperfeições locais e globais no dimensionamento de estruturas de aço?

1.2 Justificativa

Para que o engenheiro faça a modelagem estrutural representativa do comportamento real da estrutura, a busca por métodos precisos que incluam a análise avançada de estruturas é fundamental, e isso pode definir se reduções no uso dos materiais são possíveis. A análise não linear geométrica se faz necessária para avaliar a instabilidade elástica, pois, como as estruturas estão cada vez mais esbeltas, os esforços axiais de compressão tendem a surtir efeitos no equilíbrio das mesmas. Além disso, as imperfeições podem contribuir na amplificação dos esforços.

Tais prerrogativas podem afetar o cálculo da capacidade resistente dos elementos estruturais, fornecendo resultados diferentes do comportamento real. Percebe-se, portanto, que a necessidade de se fazer a inclusão das imperfeições geométricas no modelo de cálculo de maneira adequada é algo de suma importância na busca pela simulação mais precisa possível do comportamento estrutural. Além disso, a consideração das imperfeições para encontrar a capacidade resistente também aproximaria a comparação com os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

Para Vryzidis, Stefanou e Papadopoulos (2013), a falha em algum elemento estrutural é frequentemente causada pelo fenômeno de instabilidade, principalmente, pela imperfeição geométrica inicial que ocorre durante o processo de manufatura do perfil. O estudo dessas imperfeições tem atraído o interesse de muitos pesquisadores nos últimos anos. Um dos grandes problemas é a discrepância entre as teorias e experimentos para o cálculo da flambagem. Na mesma direção, Shayan, Rasmussen e Zhang (2014) afirmam ser necessária uma análise estrutural avançada e precisa para determinar a capacidade de carga dos elementos. As imperfeições geométricas podem ser introduzidas nos modelos estruturais através dos modos de flambagem elástica, porém, não é conhecido o número de modos necessários e como escolher os fatores de escala em cada um.

A análise das imperfeições locais e globais é necessária para avaliar e comparar as verificações da capacidade resistente conforme a norma NBR8800 (ABNT, 2008) e o método proposto pela ANSI/AISC 360-16. Os avanços dos métodos de cálculo e dos softwares utilizados para as análises são fundamentais para que ocorra evolução na avaliação das estabilidades e capacidades resistentes das estruturas. Métodos de inclusão das imperfeições locais e globais de maneira explícita, como já incluso na ANSI/AISC 360-16 e, anteriormente, no Hong Kong Code (2011), permitem cálculos mais precisos e condizentes com o comportamento e resistência dos elementos estruturais, o que justifica e reitera a importância da realização deste estudo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Analisar o efeito das imperfeições geométricas locais e/ou globais em estruturas modeladas com análise não linear geométrica, variando as imperfeições e as incluindo através dos modos de flambagem elástica.

1.3.2 Objetivos específicos

a) incluir as imperfeições na análise de elementos estruturais de aço através de modos de deformação obtidos do problema de autovalor com a matriz geométrica;

b) inserir as imperfeições na geometria da barra perfeita considerando a análise de barras isoladas e pórticos 2D, compostos de perfis de aço laminados com seções compactas;

c) analisar a influência das imperfeições na capacidade resistente e na estabilidade estrutural;

d) avaliar a inserção da imperfeição local na modelagem e analisar a capacidade resistente à compressão dos perfis de forma direta, conforme o método da ANSI/AISC 360 (2016).

1.4 Organização da dissertação

Para contemplar a problemática proposta e cumprir com os objetivos estabelecidos, esta dissertação pretende apresentar o referencial teórico elaborado a partir de pesquisa bibliográfica, bem como os estudos numéricos que avaliaram a inclusão das imperfeições na análise de estruturas de aço. Com a utilização de software foram estudadas algumas configurações de estruturas a fim de se obter mais parâmetros para a avaliação dos resultados.

Assim, organiza-se o presente trabalho em cinco capítulos essenciais. Neste primeiro, apresenta-se e contextualiza o estudo, inferindo-se sobre sua justificativa, problema e objetivos. Na sequência, ao capítulo 2 apresenta-se a base fundamental para compreensão do tema, a revisão da literatura acerca da inclusão das imperfeições na análise de estruturas de aço, análise de primeira e análise de segunda ordem. São apresentados neste tomo, também, dois trabalhos com propostas similares ao desta dissertação.

No capítulo 3 está disposta a metodologia que mostra os procedimentos adotados para a realização das análises das estruturas. São detalhadas as geometrias, seções geométricas e propriedades utilizada e aplicação das cargas nos modelos propostos. A aplicação dos quatro métodos de inserção das imperfeições utilizados é explicada neste item. No capítulo 4, por sua vez, são apresentados os resultados e as discussões dos estudos numéricos realizados em cada modelo de cálculo. Por fim, ao capítulo 5 tecem-se as considerações finais e conclusões advindas das análises realizadas e, na sequência, apresenta-se as referências que nortearam tais achados.

2 REVISÃO DA LITERATURA

O presente capítulo ocupa-se de, a partir de uma revisão de literatura, apresentar as principais referências teóricas de vários autores. Principia-se por descrever o fenômeno de flambagem (GERE; GOODNO, 2009; ZIEMIAN, 2009; SILVA, 2016). Na sequência, discorre-se sobre a capacidade resistente dos perfis e seus métodos de cálculo de resistência à compressão (ABNT, 1986; 2008; YUAN, 2004; ALMEIDA, 2007; SILVA, 2016), bem como, a inclusão das imperfeições no cálculo da resistência à compressão (SILVA, 2016; ABNT, 2008; 2010; 2013; 2014).

Adiante, aborda-se sobre as imperfeições (KOUNADIS; ECONOMOU, 1984; CHAN; HUANG; FENG, 2005; ALVARENGA; SILVEIRA, 2006; KALA, 2011; SHAYAN, 2013; SHAYAN; RASMUSSEN; ZHANG, 2014), e os seus métodos de análise pela inclusão das forças equivalentes na modelagem, determinísticas ou não (CHAN; HUANG; FENG, 2005; ABNT, 2008; AISC, 2016; ZHANG et al, 2011; SHAYAN, 2013), utilizando-se das normas que sobre esse aspecto delegam sobre o aço - ECCS (1976), CAN/CAS-S16 1994, ANSI/AISC 360 (AISC, 2010), BS 5950-1 (2003), Eurocode3 (2003), HKC (2011), BS 5950 (2003) e NBR 8800 (ABNT, 2008).

Para dar sustentação teórica ao problema de pesquisa proposto, segue-se o referencial apresentando-se trabalhos realizados por outros autores que são bastante similares ao que se realiza. Dentre esses, destaca-se o de Ficanha (2012) - do qual se deu o prosseguimento nas pesquisas - e o de Shayan (2013). Por fim, para concluir o presente capítulo e na direção do objetivo da pesquisa, tecem-se considerações sobre dois tipos de análise possíveis para avaliação dos esforços e da estabilidade estrutural de perfis em aço, a saber, a análise elástica de primeira ordem e a análise elástica de segunda ordem (SHAYAN, 2003; CÉSAR, 2004; SILVA, 2004; ROCHA, 2006).

2.1 Instabilidade

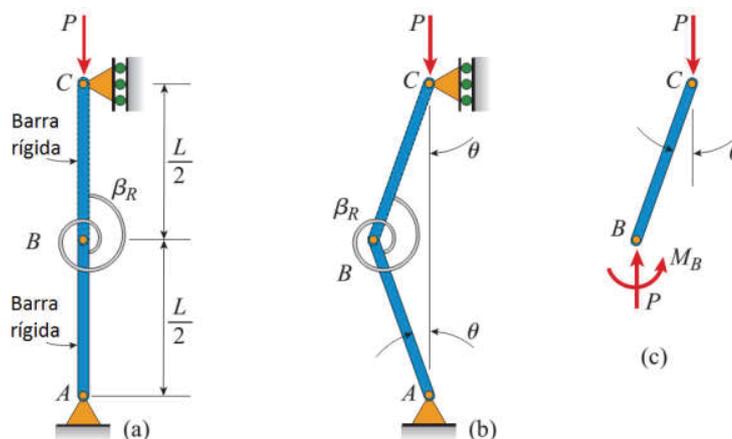
O fenômeno ocorre em colunas submetidas à compressão, com determinada esbeltez, levando à deflexão lateral e falha por instabilidade. Quando ocorre a deflexão, pode-se dizer que a coluna flambou. Se aumentar a força de compressão, a deflexão lateral irá aumentar também e a coluna irá colapsar completamente. A flambagem não ocorre somente em colunas. Pode ocorrer em outros tipos de estruturas e assumir diferentes formas. A maioria das falhas

estruturais ocorre por instabilidade, e essa possibilidade deve ser sempre considerada no dimensionamento (GERE; GOODNO, 2009).

Silva (2016) comenta que a teoria clássica de Euler tem por hipótese que as barras sejam ideais, ou seja, que possuam as seguintes características: material homogêneo de comportamento elástico-linear, sem tensões residuais, sem imperfeições geométricas, com força centrada e que não ocorra instabilidade local ou global por torção ou flexo-torção.

A Figura ilustra o conceito fundamental de flambagem e estabilidade. Esta estrutura hipotética consiste de duas barras rígidas AB e BC, cada uma com o comprimento $L/2$. Elas estão unidas no nó B por uma conexão com pino realizada por uma mola de rotação com rigidez β_R que as deixam na posição vertical. Estas barras possuem apoios rotulados em seus extremos e são comprimidas por uma força P . Numa situação ideal as duas barras estão perfeitamente alinhadas e a linha de ação da força P está ao longo de seus eixos longitudinais. Assim, a mola está inicialmente em descanso e as barras em compressão direta (Figura a).

Figura 1: Conceito fundamental de flambagem



Fonte: Adaptado de Gere e Goodno (2009).

Supondo que a estrutura é perturbada por alguma força externa que cause algum pequeno movimento lateral no ponto B, como representado na Figura b, as barras irão rotacionar levemente com uma angulação θ e desenvolver um esforço de momento fletor na mola. Quando a perturbação é removida, se a força axial P é relativamente pequena, a estrutura retornará ao seu estado inicial, podendo-se dizer que nessas condições a estrutura é estável. No entanto, se a força axial P for grande, o deslocamento no ponto irá aumentar consideravelmente, assim como a rotação e a angulação θ , até a estrutura colapsar. Nesse caso, a estrutura não é estável, e falha por flambagem.

Considerando as barras da Figura b, na configuração pós-crítica ocorre um momento fletor solitante M_B (Figura c). Empregando-se a equação diferencial linearizada da linha elástica, Equação 1, é possível encontrar a força crítica de flambagem elástica, N_e , apresentada na Equação 2, sendo $\lambda = l/r$ o índice de esbeltez, l o comprimento da barra, $r = \sqrt{I/A}$ o raio de giração, I o momento de inércia, A a área da seção transversal da barra, M o momento fletor e E o módulo de elasticidade. O índice de esbeltez indica a suscetibilidade da barra ao efeito de flambagem.

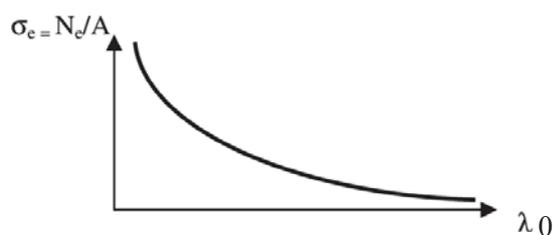
$$\frac{d^2v}{dw^2} = -\frac{M}{EI} \quad (1)$$

$$N_e = \frac{\pi EI}{l^2} = \frac{\pi EA}{\lambda^2} \quad (2)$$

Na Figura 2 é mostrado o gráfico $\sigma_e \times \lambda$, conhecido como hipérbole de Euler, em que $\sigma_e = N_e/A$. Conforme a Equação 1, o emprego da forma linearizada permite deduzir a força que provoca flambagem, mas não a configuração pós-crítica, assim, seus deslocamentos transversais são indeterminados. Empregando a expressão da Equação 3, em que v é a ordenada associada aos deslocamentos laterais, é possível encontrar a relação entre a força normal aplicada e o deslocamento no meio da barra $v_{m\acute{a}x}$, conforme a Figura , para material elástico-linear - O gráfico apresentado na Figura é conhecido como trajetória de equilíbrio.

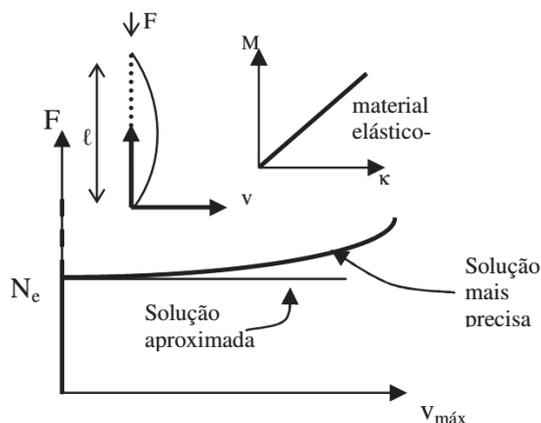
$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{-v''}{(1 + v'^2)^{3/2}} \quad (3)$$

Figura 2: Hipérbole de Euler ($\sigma_e \times \lambda$)



Fonte: Silva (2016).

Figura 3: Gráfico $F \times v$ para material elástico-linear (bifurcação de equilíbrio)



Fonte: Silva (2016).

Conforme mostrado na Figura , ao se aplicar na barra biarticulada uma força axial superior a N_e , há duas soluções possíveis de equilíbrio, ocorrendo um ponto de bifurcação nas trajetórias de equilíbrio. Uma, estável (linha tracejada), em que a barra permanece na posição reta e a outra, instável, em que a barra se deforma à procura do equilíbrio, porém com deformações incompatíveis com os materiais usualmente empregados na construção civil, conforme explica Silva (2016). Ao fenômeno do aparecimento do ponto de bifurcação (N_e) na trajetória de equilíbrio apresentada na Figura se denomina flambagem de Euler ou simplesmente flambagem.

2.1.1 Carga crítica e estabilidade

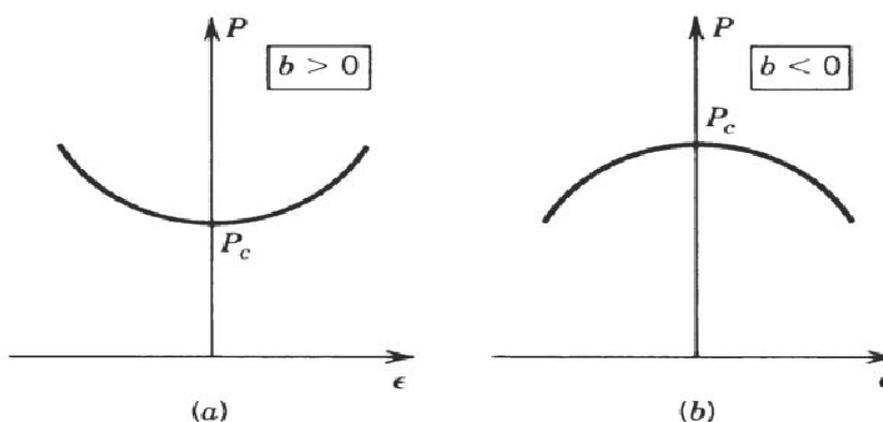
A transição entre as condições de estabilidade e instabilidade ocorre com um certo valor de força axial conhecido como carga crítica e denotado pelo símbolo P_{cr} . A carga crítica de flambagem pode ser determinada considerando a estrutura em posição perturbada e investigando seu equilíbrio.

Quando a força axial é menor que a carga crítica ($0 < P < P_{cr}$), a estrutura está em equilíbrio. Como seu equilíbrio é estável, a estrutura retorna à sua posição inicial depois de ser perturbada. Já, no caso de a força axial ser maior que a carga crítica ($P > P_{cr}$), a estrutura ainda está em equilíbrio, mas o equilíbrio é instável e não pode ser mantido. Qualquer perturbação irá levar a estrutura a flambar.

As três condições de equilíbrio para uma estrutura ideal estão representadas na Figura , que relaciona a força axial P e a curva de equilíbrio. As linhas verticais e horizontais

representam as condições de equilíbrio. O ponto P_c , onde os diagramas se cruzam, é chamado ponto de bifurcação. As linhas horizontais se estendem aos lados direito e esquerdo da linha vertical, com a curva aumentando ou diminuindo. O modelo (a) representa uma curva de estado estável antes da flambagem e o modelo (b) a curva de instabilidade após flambagem.

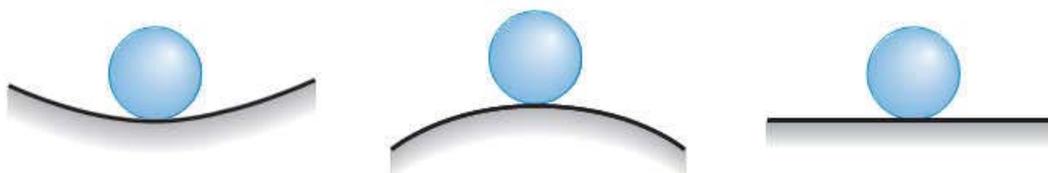
Figura 4: Ponto de bifurcação



Fonte: Ziemian (2009).

As três condições de equilíbrio representadas pelo diagrama da Figura podem ser explicadas supondo uma esfera posicionada sobre uma superfície como na Figura . Na superfície côncava a esfera está estável e sempre retorna à posição inicial quando perturbada. Na superfície convexa a esfera poderia teoricamente estar em equilíbrio no cume da superfície, mas seu equilíbrio é instável e na realidade qualquer perturbação mínima irá fazer a esfera se deslocar. Na superfície plana, a esfera está em equilíbrio neutro e assim permanece onde for posicionada.

Figura 5: Esfera em equilíbrio estável, instável e neutro

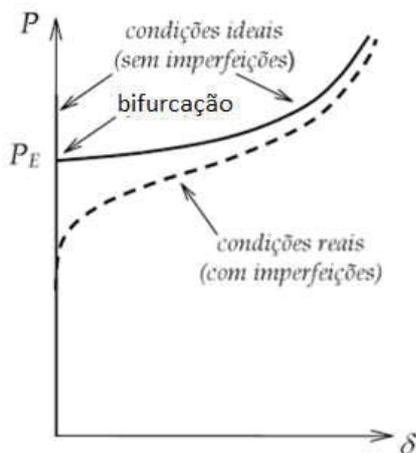


Fonte: Gere e Goodno (2009).

No mundo físico real, existem imperfeições de ordem construtiva, imperfeições geométricas das seções transversais, etc. Devido à essas imperfeições não existe bifurcação da

posição de equilíbrio, e a flexão da coluna por flambagem pode ocorrer para cargas mais baixas do que a carga de Euler, conforme a linha tracejada mostrada na figura 6 (MARTHA, 2010).

Figura 6: Flexão provocada por efeitos de compressão e perda de estabilidade

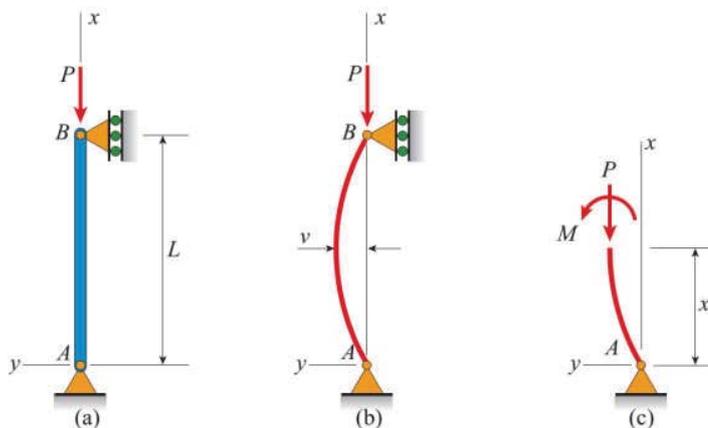


Fonte: Martha (2010).

2.1.2 Equação da coluna de Euler

Para determinar a carga crítica e a correspondente deflexão da barra para uma coluna ideal biarticulada, como mostrada na Figura , pode-se usar a equação diferencial de vigas. Utilizando a equação de segunda ordem, a solução apresentada por Gere e Goodno (2009) se torna simples.

Figura 7: Coluna ideal biarticulada



Fonte: Gere e Goodno (2009).

A equação de momento fletor será:

$$EIv'' = M \quad (4)$$

Onde, M é o momento fletor para qualquer seção transversal, v é a deflexão lateral na direção y e EI é a rigidez à flexão no plano xy . Como mostrado na Figura , a força axial P está agindo na seção transversal. Assim, resolvendo o equilíbrio de momentos com relação ao ponto A, é obtido:

$$M + Pv = 0 \text{ ou } M = -Pv \quad (5)$$

Assim, a equação diferencial da curva de deflexão se torna:

$$v'' + \frac{P}{EI}v = 0 \quad (6)$$

Resolvendo essa equação, para um material homogêneo, linear e utilizando a equação diferencial de segunda ordem, pode-se determinar a carga crítica e a deflexão da coluna flambada. Para solucionar a equação diferencial, é introduzida a equação:

$$k = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (7)$$

Assim é reescrita a equação:

$$v'' + k^2v = 0 \quad (8)$$

Matematicamente sabe-se que a equação geral para solução da equação é:

$$v = C_1 \text{sen } kx + C_2 \text{cos } kx \quad (9)$$

C_1 e C_2 são constantes de integração. Agora é possível solucionar a equação substituindo a expressão por v na equação diferencial. Para dar valor às constantes de integração que

aparecem na solução, usam-se as condições dos apoios da coluna, ou seja, a deflexão é zero quando $x = 0$ e $x = L$ (Figura):

$$v(0) = 0$$

$$v(L) = 0$$

A primeira condição resulta $C_2 = 0$, então:

$$v = C_1 \text{sen } kx \quad (10)$$

A segunda condição resulta:

$$C_1 \text{sen } kL = 0 \quad (11)$$

A equação é satisfeita se:

$$kl = n\pi$$

Ou:

$$P = k^2 EI \quad \text{então,} \quad P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad n = 1, 2, 3 \dots \quad (12)$$

O menor valor de P é obtido quando $n = 1$, portanto a carga crítica é:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (13)$$

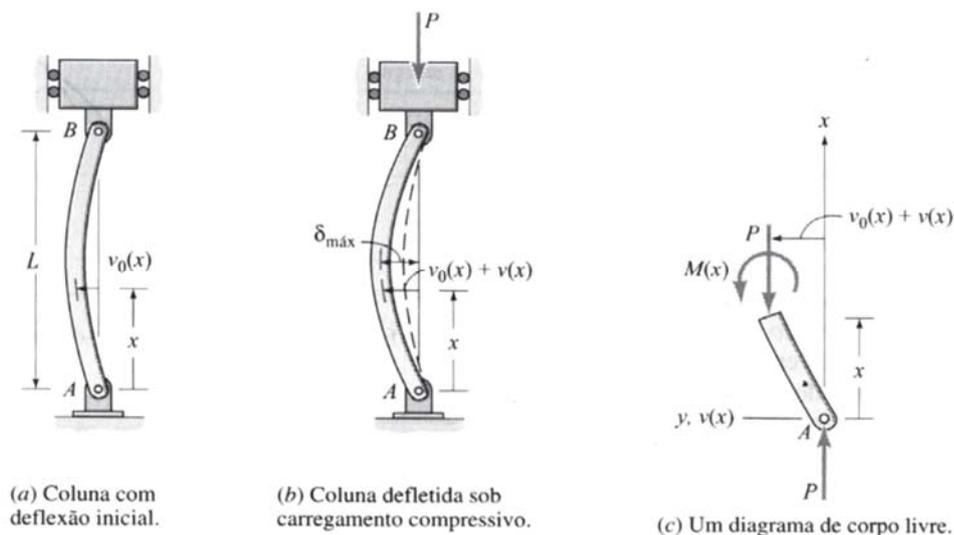
A forma fletida correspondente fica definida pela equação:

$$v = C_1 \text{sen } \frac{\pi x}{L} \quad (14)$$

2.1.3 Equação da coluna de Euler com imperfeição inicial v_0

O comportamento de uma coluna também pode ser afetado quando essa possui imperfeições iniciais, como mostrado na Figura :

Figura 8: Coluna com imperfeição inicial



Fonte: Gere e Goodno (2009).

A coluna bi-rotulada possui uma imperfeição inicial $v_0(x)$. O valor de $v_0(x)$ é normalmente pequeno e pode ser representado pela equação 15:

$$v_0(x) = \delta_0 \text{sen}\left(\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad (15)$$

Nessa equação (15), a amplitude máxima δ tem valor indeterminado. Isso é típico de problemas de autovalor e de autofunção: a equação 15 é uma autofunção associada a um autovalor que é dado pela expressão de Euler. Nesse caso, o autovalor e a autofunção corresponde a $n=1$. Uma autofunção define apenas um modo de variação, que não tem amplitude definida. No contexto do problema de instabilidade (flambagem) da barra, o autovalor é denominado carga crítica de Euler e a autofunção é um modo de deformação de flambagem. A carga crítica é o valor limite para a força de compressão, a partir do qual pode ocorrer perda de estabilidade. Na verdade, vai ocorrer instabilidade para cargas mais baixas que a crítica, pois a configuração reta é impossível de existir em virtude de imperfeições geométricas (MARTHA, 2010)

A equação 15 tem a mesma forma do modo fundamental de flambagem definido na equação 16:

$$v = C_1 \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (16)$$

Do diagrama de corpo livre obtém-se:

$$M(x) = -P[v(x) + v_0(x)] \quad (17)$$

A deflexão $v(x)$ é causada pela carga P . Combinando as equações anteriores com a equação momento x curvatura:

$$Elv'' + P \cdot v(x) = -P \cdot \delta_0 \cdot \text{sen}\left(\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad (18)$$

A solução para as condições de contorno $v(0) = v(L) = 0$ é:

$$v(x) = \left(\frac{\alpha \cdot \delta_0}{1 - \alpha}\right) \cdot \text{sen}\left(\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad (19)$$

Onde:

$$\alpha = \frac{P}{P_{cr}} = \frac{PL^2}{\pi^2 EI} \quad (20)$$

Da equação de $v(x)$ pode-se determinar a deflexão máxima, $\delta_{m\acute{a}x}$ e o momento fletor máximo, $M_{m\acute{a}x}$, da seguinte maneira:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_0 + v\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_0 + \frac{\alpha \cdot \delta_0}{1 - \alpha} \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot L/2}{L}\right) \quad (21)$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{\alpha_0(1 - \alpha) + \alpha \cdot \delta_0}{1 - \alpha} \Rightarrow \delta_{m\acute{a}x} = \frac{\delta_0}{1 - \alpha} \quad (22)$$

Logo:

$$M_{m\acute{a}x} = P \cdot \delta_{m\acute{a}x} \Rightarrow M_{m\acute{a}x} = \frac{P \cdot \delta_0}{1 - \alpha} \quad (23)$$

Então:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} + \frac{M_{m\acute{a}x} \cdot C}{I} \Rightarrow \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{\delta_0 \cdot C}{r^2 \cdot (1 - \alpha)} \right] \quad (24)$$

Como $\alpha = P/P_{cr}$, as equações de $\delta_{m\acute{a}x}$, $M_{m\acute{a}x}$ e $\sigma_{m\acute{a}x}$ são todas não lineares em relação à carga P . A razão da imperfeição $\delta_0 \cdot C/r^2$ pode ser usada na determinação de uma família de curvas de P/A x L/r para uma dada tensão de escoamento para a compressão $\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_y$. Isso é bastante similar às curvas obtidas no caso de colunas ideais, ou seja, sem imperfeições iniciais. Já na existência de imperfeições, não existe a carga crítica de flambagem P_{cr} . Todas essas equações foram solucionadas por Gere e Goodno (2009).

2.2 Capacidade resistente dos perfis

Segundo Silva (2016), o dimensionamento de barras de aço sob compressão centrada, de acordo com a NBR8800 (ABNT, 1986), tinha por base as múltiplas curvas europeias. A base escolhida pela NBR8800 (ABNT, 2008) foi o *American Institute of Steel Construction* (AISC). No entanto, Silva (2016) salienta que, apesar de a formulação ser diferente, ambas levam a resultados similares.

Quando a compressão é centrada, o dimensionamento leva em conta a flambagem, conforme sucintamente descrito no item 2.2.1 deste trabalho. Já, quando existem imperfeições, não ocorre o fenômeno da bifurcação da trajetória de equilíbrio, assim, não se considera a flambagem elástica de Euler, tendo-se um problema de flexão composta. Como proposto neste trabalho, se as colunas forem modeladas com as imperfeições globais e locais conforme os modos de flambagem, o cálculo da compressão pode ser feito de forma direta, conforme a última proposta da ANSI/AISC 360 (2016).

O termo “flambagem”, considerado conceitualmente correto apenas quando associado à instabilidade por bifurcação do equilíbrio (item 2.1.1), é usualmente empregado pelo meio técnico de forma mais abrangente para designar instabilidade em geral. Sabendo que a geometria da seção transversal influencia de modo significativo a ocorrência do colapso por instabilidade global, foram definidas curvas representativas do comportamento dos perfis, capazes de fornecer informações seguras para o dimensionamento desses elementos (ALMEIDA, 2007).

2.2.1 Procedimento para cálculo da resistência à compressão

O estudo da resistência de barras comprimidas começou historicamente com os estudos do matemático Leonard Euler, em 1774. Iniciou com a publicação da equação que determina a capacidade crítica de uma barra comprimida axialmente sem imperfeições, geometricamente perfeita, prismática, bi rotulada e suficientemente esbelta de modo que os níveis de tensão não ultrapassem o limite de proporcionalidade numa seção qualquer, conforme apresentado no item 2.1 (ALMEIDA, 2007).

Ainda segundo Almeida (2007), com a evolução dos estudos descobriu-se que o colapso em uma barra pode ocorrer por escoamento ou pela perda de estabilidade global ou local das chapas constituintes da seção. Portanto, barras de aço sob compressão podem entrar em colapso ao atingir um dos seguintes estados limites: escoamento, flambagem global, flambagem local ou flambagem por distorção. Esses estados limites são caracterizados pela esbeltez global (λ) da barra e pela esbeltez local (relação largura-espessura, b/t) dos elementos que compõem a seção transversal da mesma.

Yuan (2004) afirma que os métodos de comprimentos efetivos de flambagem para colunas com o uso de fatores de amplificação do comprimento de flambagem são muito conservadores e necessitam, assim, de um estudo mais apropriado dos elementos, para que o uso racional seja assegurado.

Os comprimentos efetivos de flambagem recomendados pela NBR 8800 (ABNT, 2008) estão representados na Figura . Cabe destacar que tais coeficientes de flambagem são permitidos apenas no cálculo de barras isoladas. No restante das estruturas a norma preconiza pelo uso de $K=1,0$ em adição à avaliação da deslocabilidade da estrutura e à realização da análise estrutural adequada em função deste parâmetro.

Figura 9: Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	<ul style="list-style-type: none"> Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres 					

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Conforme a NBR8800 (ABNT, 2008), a força axial resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção de flambagem local, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (25)$$

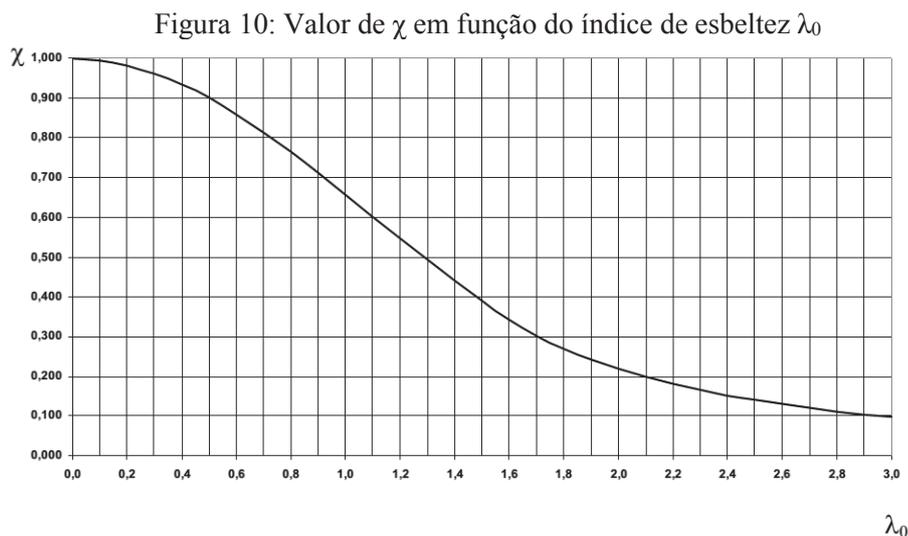
A_g corresponde à área bruta da seção transversal da barra e f_y à tensão de escoamento do material. Q é o fator de redução total associado à flambagem local e χ é o fator de redução associado à resistência e à compressão (flambagem global), dependente do índice de esbeltez (λ_0) do perfil, dado pelas equações:

$$\text{- para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (26)$$

$$\text{- para } \lambda_0 > 1,5 : \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (27)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (28)$$

O valor de χ pode ser obtido também pelo gráfico mostrado na Figura , para casos em que λ_0 não supere 3,0.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.2.2 Inclusão das imperfeições no cálculo da resistência à compressão

Conforme já mencionado anteriormente, quando uma coluna já possui imperfeições em seu eixo, não é considerado mais o equilíbrio como apresentado no item 2.1.1, deixando de existir o ponto de bifurcação e não existindo carga crítica de flambagem, resultando, assim, em um problema de flexão composta. Silva (2016), no entanto, explica que é possível reduzir o dimensionamento à flexão composta em uma compressão simples, por meio do fator de redução da capacidade resistente χ , já mencionado no item 2.2.1, sendo considerado o deslocamento total com um fator de amplificação das flechas. Em outras palavras, as imperfeições locais já estão incluídas nas expressões das curvas de resistência.

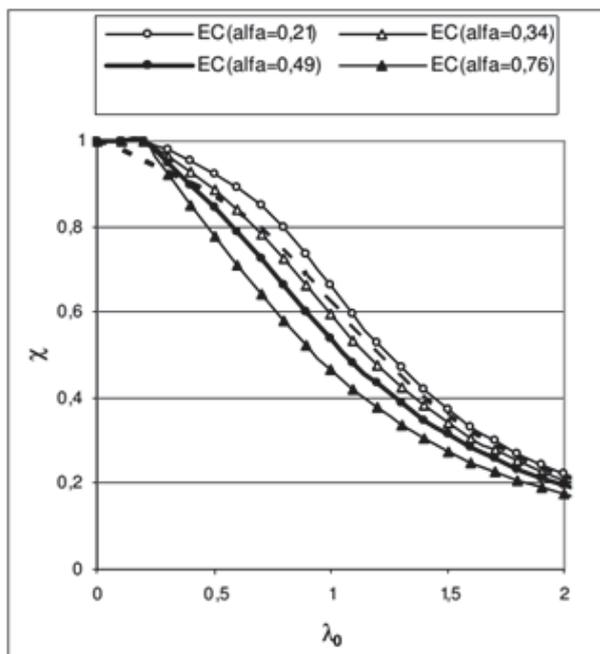
No artigo que trata sobre a estabilidade de barras sob compressão, Silva (2016) afirma que em 1981 a curva para dimensionamento foi modificada por J. Rondal e R. Maquoi, sendo mais tarde adotada pela norma europeia Eurocode 3 (2005). Seguem as equações:

$$\text{- para } \lambda_0 \leq 0,2 : \chi = 1 \quad (29)$$

$$\text{- para } \lambda_0 > 0,2 : \chi = \frac{1}{0,5[1+\alpha(\lambda_0-0,2)+\lambda_0^2]+\sqrt{[0,5(1+\alpha(\lambda_0-0,2)+\lambda_0^2)]^2-\lambda_0^2}} \quad (30)$$

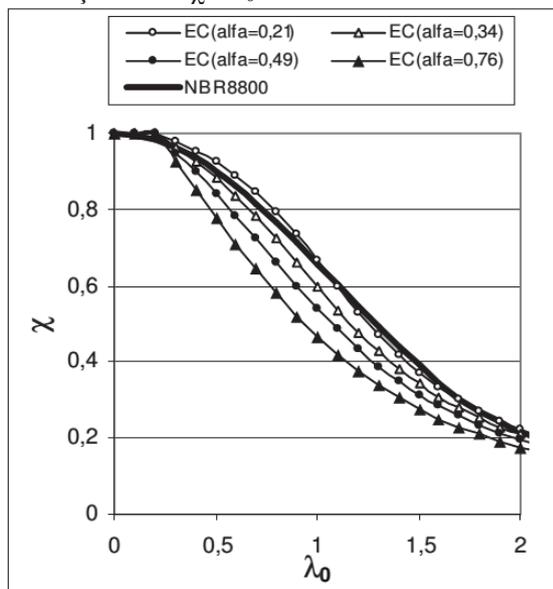
Assim, a equação foi calibrada incluindo os efeitos das imperfeições, das tensões residuais e da plasticidade no valor de α , a qual varia entre 0,21 e 0,76. Na Figura 2 são apresentadas as relações entre χ e λ_0 conforme o Eurocode 3 (2005). Já, na Figura 3, são apresentadas as curvas χ x λ_0 conforme a NBR8800 (ABNT, 2008) e o Eurocode 3 (2005).

Figura 2: Relação entre χ e λ_0 conforme o Eurocode 3 (2005) para material elástico com imperfeição geométrica



Fonte: Silva (2016).

Figura 3: Relação entre χ e λ_0 conforme NBR8800 e Eurocode 3



Fonte: Silva (2016).

Em suas conclusões, Silva (2016) afirma que, no caso de barras constituídas por materiais elástico-lineares, não ocorre bifurcação na trajetória de equilíbrio e, portanto, não ocorre flambagem e sim flexão composta. No caso de materiais de comportamento não linear, também não ocorre ponto de bifurcação, mas há instabilidade a partir do ponto em que não há solução para o equilíbrio do ponto limite.

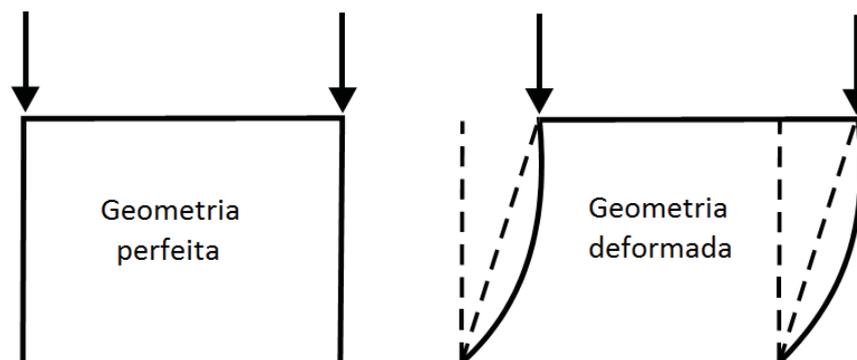
Para Silva (2016), as normas brasileiras destinadas ao dimensionamento de estruturas de aço, NBR 8800 (ABNT, 2008), NBR 14762 (ABNT, 2010) e NBR 16239 (ABNT, 2013), precisam se alinhar às demais normas brasileiras. O termo flambagem deve ser evitado nas referidas normas pela sua imprecisão. Silva (2016) recomenda, ainda, que seguindo a linha da NBR 6118 (ABNT, 2014), as normas de estruturas de aço deveriam deixar de usar "comprimento de flambagem" e passar a usar "comprimento efetivo", a fim de evitar discordâncias que ainda persistem para alguns engenheiros de estruturas de aço.

2.3 Consideração das imperfeições na modelagem estrutural

Vários estudos afirmam que um elemento estrutural perfeito ou ideal não existe nas estruturas reais porque há sempre imperfeições inerentes. Essas podem ser categorizadas como imperfeições do material ou, ainda, imperfeições geométricas, as quais produzem um comportamento não linear em uma estrutura carregada (FERNANDEZ, 2013). Kala (2011), por sua vez, considera três categorias de imperfeições iniciais nas estruturas:

a) Imperfeições geométricas: curvatura inicial do eixo do elemento, excentricidade da força de ação, desvios na seção transversal, diferenças do modelo teórico, entre outras. Essas estão representadas na Figura 13 pela geometria deformada de um pórtico perfeito.

Figura 4: Imperfeições geométricas iniciais



Fonte: Adaptado de Kala (2011).

b) Imperfeições do material: dispersão das propriedades mecânicas do material e tensão residual inicial. Podendo ocorrer devido a não homogeneidade do material por dispersão da tensão de escoamento, tensão de ruptura, módulo de Young.

c) Imperfeições estruturais: não conformidade de conexões, nós, soldas, ancoragens e outros detalhes estruturais que em um modelo teórico idealizado possam não estar conforme o modelo real da estrutura.

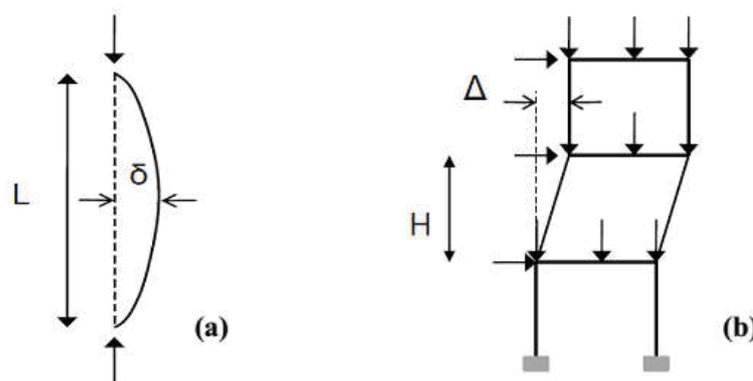
Em geral, pode-se considerar que todas as imperfeições são de caráter aleatório, conforme explica Kala (2011). A confiabilidade de uma estrutura de aço depende das várias imperfeições que possam influenciar na avaliação dos estados limites da estrutura. Esses, geralmente, são verificados usando teorias probabilísticas e modelos de matemática computacional. Uma importante característica que afeta a confiabilidade estrutural, nesses casos, é a capacidade de suportar os carregamentos, sendo diretamente relacionada com a qualidade da produção dos perfis de aço. Basicamente, a qualidade na produção inclui as tensões de escoamento e de ruptura, a ductilidade e características geométricas da seção transversal. Normalmente, essas informações vêm do fornecedor do material.

Segundo Shayan, Rasmussen e Zhang (2014), um elemento estrutural em aço sempre terá imperfeições em vários graus. Estas incluem a não linearidade inicial e elementos fora do prumo devido ao processo de manufatura e montagem, respectivamente. No geral, em forma e

magnitude, essas imperfeições geométricas podem ter significativa influência na resposta da estrutura.

Segundo Shayan (2013), para determinar a capacidade resistente de um elemento estrutural de aço é importante levar em conta o efeito de imperfeições geométricas iniciais que acontecem inevitavelmente. Na realidade, os elementos e a estrutura de aço não são perfeitamente retilíneos, devido à fabricação e tolerâncias de montagem. Dois tipos de imperfeições geométricas devem ser incluídos numa análise estrutural avançada: as imperfeições geométricas locais (eixo não retilíneo - $P-\delta$), como representado na Figura 14a e as imperfeições globais ($P-\Delta$ deslocamento lateral), representado na Figura 14b.

Figura 5: Imperfeições locais e globais de barras



Fonte: Shayan (2013).

Ainda conforme Shayan (2013), as imperfeições geométricas iniciais podem ser os principais fatores que contribuem para o comportamento não linear das estruturas, também tendo influência considerável sobre as forças e estabilidade de todo o sistema. Esse efeito das imperfeições sobre as forças de uma simples estrutura elástica de dois elementos começou a ser estudado por Kounadis e Economou (1984), que concluíram ser a influência das imperfeições prejudicial ou benéfica, dependendo da forma e magnitude da imperfeição.

A modelagem incluindo as imperfeições é mais complexa para um pórtico em comparação a uma única barra, porque não é apenas a magnitude, mas a configuração da imperfeição que influencia diretamente sobre a resposta da estrutura. Há muitas maneiras de incluir as imperfeições geométricas na análise com elementos finitos das estruturas de aço. Alguns métodos são bem conhecidos, como a análise de flambagem elástica, a aplicação de forças equivalentes e a modelagem direta das imperfeições geométricas iniciais (CHAN; HUANG; FENG, 2005). Alvarenga e Silveira (2006) afirmam que a inclusão das imperfeições

geométricas, como elementos fora do prumo da estrutura ou sua curvatura inicial, no modelo numérico estrutural a ser adotado, assim como considerações de tensões residuais, são indispensáveis para que uma análise possa ser definida como avançada.

Se um sistema possui um certo nível de imperfeições geométricas iniciais e está sujeito a cargas laterais juntamente com cargas gravitacionais, os deslocamentos começam a amplificar desenvolvendo, ainda, uma deflexão de segunda ordem, logo que as cargas são aplicadas. A solução não linear para esses efeitos de segunda ordem (P- Δ e P- δ) é difícil, pelo fato de que as equações de equilíbrio são formuladas considerando a geometria deformada e varia durante a análise. Assim, a solução não pode ser obtida para cada nível de carga em uma etapa e o problema do comportamento não linear geométrico da estrutura é, geralmente, resolvido substituindo-se a alteração geométrica por um algoritmo gradual e iterativo (SHAYAN, 2013), visto que a rigidez varia.

2.3.1 Forças equivalentes

Liew, White e Chen (apud CHAN; HUANG; FENG, 2005) foram os primeiros a introduzir na modelagem as imperfeições geométricas com o método das forças equivalentes, denominado como *força nocional* pela NBR8800 (ABNT, 2008) e *Notional horizontal force* (NHF) pela norma americana (AISC, 2010). Segundo Chan, Huang e Feng (2005), neste método, forças equivalentes fictícias, as quais são parte das cargas gravitacionais (P), são adicionadas no topo de cada pavimento contando como desaprumos. Não linearidades também podem ser simuladas aplicando-se uma força horizontal ao longo dos elementos estruturais ou uma força concentrada no centro dos mesmos.

Shayan (2013) compara os valores das forças fictícias recomendados pelas principais normas nacionais que arbitram sobre o aço, como vê-se à Tabela 1, onde são mostrados os valores mencionados acrescidos da consideração da norma brasileira NBR8800 (ABNT, 2008):

Tabela 1- Imperfeições em diversos códigos de estruturas de aço

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

Fonte: Adaptado de Shayan (2013).

Para as normas ANSI/AISC 360 (AISC, 2010), HCK (2005) e NBR 8800 (ABNT, 2008) o valor P é tomado como as cargas gravitacionais da edificação. Já o Eurocode3 (2005) sugere $(\alpha_h \alpha_m / 200) N_{Ed}$ e $8N_{Ed} / L^2$ para imperfeição global e local, respectivamente, onde N_{Ed} é a carga axial, α_h é um fator de redução por peso e α_m é um fator de redução associado ao número de colunas em um pavimento.

A abordagem das forças equivalentes é simples e permite o uso de elementos retilíneos no modelo de elementos finitos. Assim, não há dificuldade para modelar um elemento estrutural com uma curva de seno para representar a não linearidade, mas pode ser trabalhosa a aplicação de cargas concentradas ou distribuídas em cada coluna de uma edificação. Em alguns casos, decidir a direção da imperfeição que represente o pior cenário pode ser difícil ou impossível. A recomendação da AISC, por exemplo, é aplicar as cargas fictícias na direção que contribua para os efeitos mais desestabilizadores. Assim, o comportamento da estrutura pode ser uma estimativa conservadora sob a combinação mais desfavorável das imperfeições iniciais (ZHANG et al., 2011).

Conforme a NBR8800 (ABNT, 2008), é permitido que as imperfeições geométricas sejam representadas por forças equivalentes, denominadas forças nocionais, que provoquem, nas vigas e pilares, efeitos equivalentes ao das referidas imperfeições. De acordo com tal norma, nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, o efeito das imperfeições geométricas deve ser levado em conta diretamente na análise, considerando em cada andar um deslocamento relativo entre os níveis de $h/333$, sendo h a distância entre os eixos das vigas. Esses efeitos podem ser aplicados como uma força horizontal equivalente em cada andar, já mencionada como força nocional, igual a $0,003P$, sendo P do valor das cargas gravitacionais de cálculo.

Tais efeitos devem ser considerados independentes em duas direções ortogonais em planta da estrutura. Nas estruturas de média deslocabilidade, deve-se levar em conta os efeitos das imperfeições iniciais do material, reduzindo a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais, sendo esses efeitos desprezados em estruturas de pequena deslocabilidade. Assim, os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem. Já, nas estruturas de grande deslocabilidade é recomendada uma análise mais rigorosa, levando em conta as não linearidades geométricas e de material. Porém, a critério do responsável pelo projeto estrutural, pode ser utilizado o procedimento para estruturas de média deslocabilidade, desde que sejam adicionados os efeitos das imperfeições geométricas às combinações últimas de ações em que atuem ações variáveis devidas ao vento (ABNT, 2008).

2.3.2 Modelagem determinística das imperfeições iniciais

A maior parte das normas de estruturas de aço apresenta valores limites para as imperfeições como recomendação construtiva. Quando imperfeições geométricas iniciais são modeladas de forma determinística, o ideal é usar a forma real e os dados medidos a partir de um experimento semelhante à estrutura que está sendo analisada. No entanto, são poucos os resultados experimentais na literatura que proporcionam configurações e amplitude das imperfeições semelhantes (SHAYAN, 2013).

Ainda segundo Shayan (2013), quando essas informações não estão disponíveis, pode-se aplicar um padrão de imperfeições e magnitudes recomendado por normas e estudos. Esse padrão assumido para a não linearidade inicial pode ser meio seno de onda, que é considerado na maioria das pesquisas neste campo. As magnitudes das imperfeições máximas permitidas recomendadas pelas principais normas são apresentadas na Tabela 2, acrescidas dos valores recomendados pela norma NBR8800 (ABNT, 2008).

Tabela 2 - Imperfeições máximas permitidas em diversos códigos de estruturas de aço

Código	Desaprumo	Não linearidade do eixo da peça	Referência
ECCS	$h/200$	$L/1000$	(ECCS 1976)
CSA	$h/500$	$L/1000$	(CAN/CAS-S16 1994)
AISC	$h/500$	$L/1000$	(AISC 2010)
BS 5950-1	$h/600$ ou 5mm	$L/1000$ ou 6mm	(BS 5950-1 2003)
Eurocode3	$\alpha_h m/200$	$L/300$	(Eurocode3 2003)
NBR8800	$L/500$	$L/1000$	(NBR8800:2008)

Fonte: Shayan (2013).

De acordo com a Tabela 2, para o desaprumo (figura 14), h representa a distância vertical entre pavimentos, sendo que o Eurocode (2005) leva em conta α_h como um fator de redução por peso e α_m como um fator de redução associado ao número de colunas em um pavimento. Com relação à não linearidade do eixo da peça, L representa o comprimento destravado dos elementos.

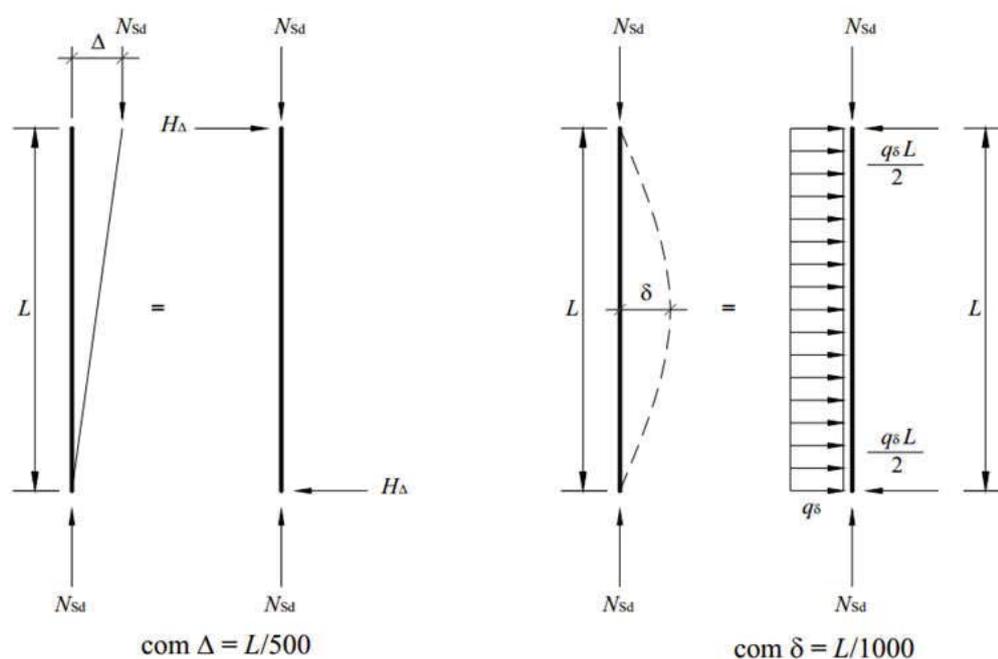
O desaprumo é representado na Figura 15 como um deslocamento horizontal Δ no topo da coluna. E a não linearidade do eixo da peça também é representada na mesma figura através de um deslocamento horizontal δ no centro do elemento. A Figura 15 também mostra como a força equivalente local pode ser simplificada sendo aplicada como uma força distribuída.

As imperfeições iniciais, segundo a NBR8800 (ABNT, 2008), devem ser tomadas na forma de uma imperfeição equivalente global de $L/500$ ou local de $L/1000$, conforme o tipo de

contenção adotado, onde L é o comprimento destravado do elemento. Se os elementos forem projetados para conter lateralmente vigas ou pilares, devem ser considerados os efeitos das imperfeições de todos esses pilares ou vigas, multiplicados pelo fator de redução α_{red} , e considerando m o número de pilares ou vigas contidas lateralmente, dado por:

$$\alpha_{red} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (28)$$

Figura 6: Forças equivalentes segundo a NBR8800 (ABNT, 2008)



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.4 Trabalhos similares

O tema proposto neste trabalho tem atraído o interesse dos engenheiros e pesquisadores ao longo dos últimos anos, porém, não há muitas referências que convergem em termos de objetivos. Como mencionado anteriormente, o presente estudo visou a prosseguir as pesquisas de Ficanha (2012) que, na sua dissertação, buscou mostrar a importância da análise de segunda ordem nas estruturas de aço, analisando estruturas no espaço 3D e utilizando análise linear de flambagem. Porém, na realização das análises, como método de inserção das imperfeições geométricas, Ficanha (2012) analisou as estruturas apenas com o método das cargas fictícias

(força nocional) proposto pela NBR 8800 (ABNT, 2008), método esse, explicado no item 2.1.2 do presente trabalho.

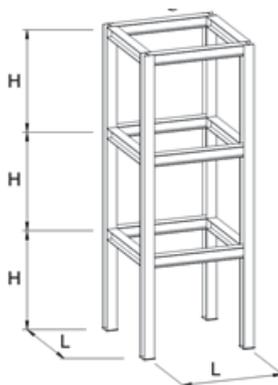
Outro estudo que tratou das imperfeições geométricas, e que será destacado, foi o de Shayan (2013). Suas análises foram focadas em estruturas 2D modeladas através da inserção de imperfeições nos modos de flambagem elástica, buscando encontrar as cargas críticas de flambagem para tais estruturas.

2.4.1 Estudo de Ficanha

Em sua dissertação, Ficanha (2012) reproduziu as estruturas analisadas no trabalho de César (2004), que visou a calcular as cargas críticas de flambagem elástica, porém, não levou em conta os efeitos da não linearidade geométrica e de material. Em sua dissertação, César (2004) estudou estruturas metálicas reticuladas 2D e 3D, porém, essas mesmas estruturas, analisadas por Ficanha (2012), consideravam o uso do artifício de diafragma rígido, disponível no software SAP2000. Assim, Ficanha (2012) propôs analisar as estruturas com e sem o uso do diafragma rígido, a fim de comparação dos resultados.

As estruturas analisadas por César (2004) eram modelos de três pavimentos, com variação na geometria interpavimentos e na largura, conforme mostra a Figura 7.

Figura 7: Geometria dos modelos



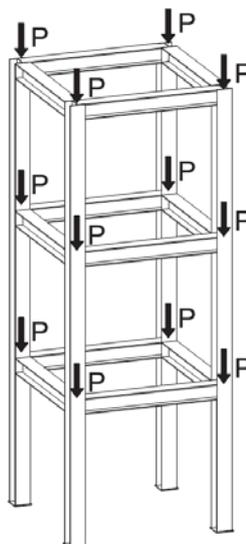
Modelo sem contraventamento vertical

Fonte: César (2004 apud FICANHA, 2012).

Foram considerados carregamentos uniformes e concentrados nos nós de cada pavimento para determinação da carga crítica global. Conforme consta nas conclusões do trabalho de César (2004), e que é relevante mencionar, as ações concentradas nos nós simulam

a transferência de cargas da laje para as vigas e das vigas para os pilares. A simplificação foi adotada para todos os modelos, pois em uma análise não linear geométrica, as principais ações que provocam as instabilidades são as ações verticais, onde a inclusão dos momentos gerados pelas vigas na união com a coluna não afeta significativamente os resultados da análise. A forma de consideração das cargas concentradas nos modelos está ilustrada na Figura 8.

Figura 8: Cargas concentradas nos modelos



Fonte: César (apud FICANHA, 2012).

Tanto as vigas como as colunas foram consideradas rígidas em suas ligações e com bases rígidas, e o perfil utilizado em ambas é um HE300B padrão europeu. Tanto César (2004) quanto Ficanha (2012) utilizaram o módulo de elasticidade de 210 GPa. Na Figura 18, estão mostradas as cargas consideradas para cada modelo com três pavimentos, assim como as cargas fictícias.

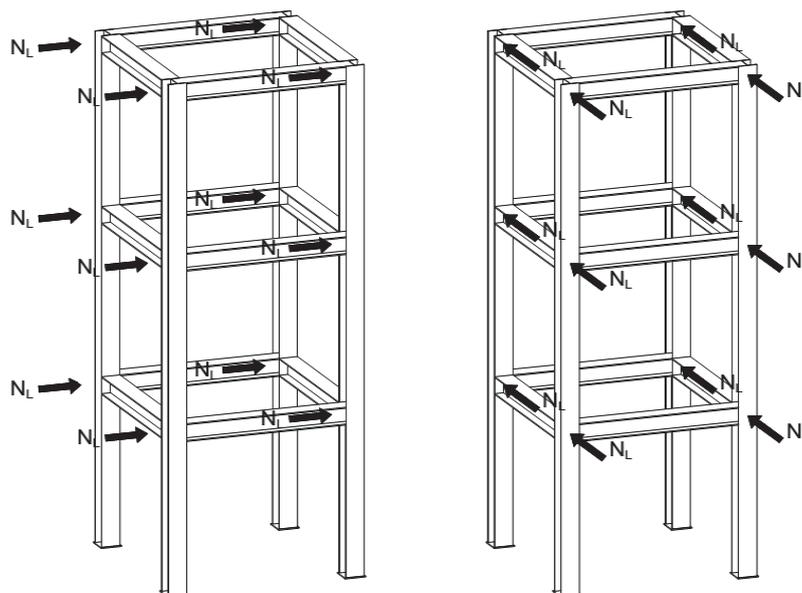
Figura 9: Ações permanentes e variáveis consideradas no trabalho de Ficanha (2012)

L (m)	H (m)	F _{gk} concentrada por coluna (kN)	F _{qk} concentrada por coluna (kN)	Carga fictícia (Notional load) (kN)
3,00	3,00	5,625	4,500	0,028
4,00	3,00	10,000	8,000	0,050
5,00	3,00	15,625	12,500	0,078
6,00	3,00	22,500	18,000	0,112
7,00	3,00	30,625	24,500	0,152
8,00	3,00	40,000	32,000	0,198
3,00	3,50	5,625	4,500	0,028
4,00	3,50	10,000	8,000	0,050
5,00	3,50	15,625	12,500	0,078
6,00	3,50	22,500	18,000	0,112
7,00	3,50	30,625	24,500	0,152
8,00	3,50	40,000	32,000	0,198
3,00	4,00	5,625	4,500	0,028
4,00	4,00	10,000	8,000	0,050
5,00	4,00	15,625	12,500	0,078
6,00	4,00	22,500	18,000	0,112
7,00	4,00	30,625	24,500	0,152
8,00	4,00	40,000	32,000	0,198

Fonte: Ficanha (2012).

As cargas fictícias foram modeladas nas duas direções principais da estrutura, para verificar qual a maior sensibilidade ao deslocamento que o modelo apresentava. Na Figura 19 são ilustradas essas direções, onde a carga fictícia correspondente a cada nível é aplicada em todas as colunas.

Figura 10: Direção das forças fictícias aplicadas nos modelos



Fonte: Ficanha (2012).

Segundo Ficanha (2012), a forma mais comum de conferir a sensibilidade da estrutura quanto ao deslocamento lateral é verificando-se os deslocamentos laterais através da magnitude da relação entre: a) o deslocamento da estrutura com cargas fictícias e a análise de segunda ordem; e, b) o deslocamento da estrutura com as cargas fictícias e a análise de primeira ordem. Os resultados para a estrutura sem contraventos são apresentados na Figura 20, extraída do trabalho de Ficanha (2012). A tabela, em tal figura, relaciona o deslocamento da análise de segunda ordem e o deslocamento da análise de primeira ordem e a carga crítica global.

Figura 20: Resultados obtidos por Ficanha (2012) nas estruturas não contraventadas e com diafragma rígido

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}		
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	s/ NL	NL _x	NL _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	408,49	408,49	408,49
4,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	226,92	226,92	226,92
5,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	138,23	138,23	138,23
6,00	3,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	97,41	97,41	97,41
7,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	70,43	70,43	70,43
8,00	3,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	53,12	53,12	53,12
3,00	3,50	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	307,15	307,15	307,15
4,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	170,15	170,15	170,15
5,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	107,14	107,14	107,14
6,00	3,50	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	73,22	73,22	73,22
7,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	52,99	52,99	52,99
8,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	39,99	39,99	39,99
3,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	238,51	238,51	238,51
4,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	132,31	132,31	132,31
5,00	4,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	83,41	83,41	83,41
6,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	57,07	57,07	57,07
7,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	41,33	41,33	41,33
8,00	4,00	1,01	1,03	1,01	1,03	1,01	1,03	31,22	31,22	31,22

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;
 Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;
 Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;
 Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;
 α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;
s/NL: modelo sem carga fictícia;
NL_x: modelo com carga fictícia na direção x;
NL_y: modelo com carga fictícia na direção y.

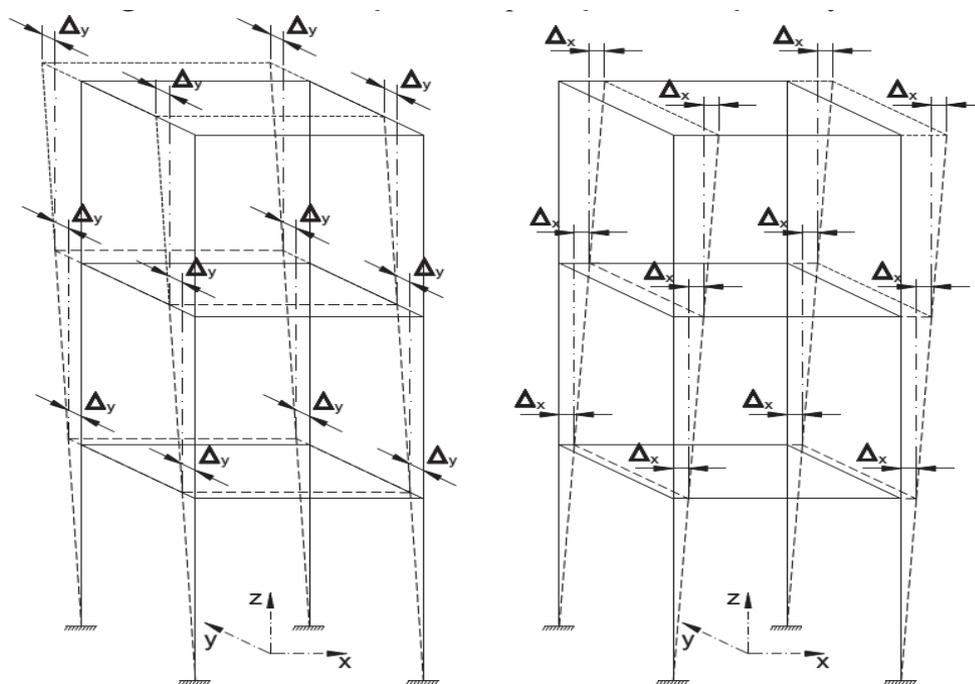
Fonte: Ficanha (2012).

Ficanha (2012) esclarece que os valores relativos para os modelos contemplados estão abaixo de 1,1, o que caracteriza uma estrutura com pequena sensibilidade a deslocamentos de segunda ordem. Pontua, ainda, que os fatores associados à carga crítica são superiores a 10, limite definido na norma europeia para estruturas com sensibilidade a efeitos de segunda ordem.

Percebe-se que o fator associado à carga crítica de flambagem não é alterado com a inclusão, no modelo, das cargas fictícias horizontais.

As mesmas estruturas foram modeladas a fim de avaliar também os deslocamentos e cargas críticas através da inserção de uma imperfeição geométrica na estrutura. As imperfeições consideradas em forma de desaprumo foram da ordem de $H/500$ (sendo H a altura interpavimentos). As imperfeições também foram modeladas nos sentidos x e y . A Figura ilustra a forma de consideração das imperfeições globais da estrutura.

Figura 21: Consideração das imperfeições globais nos sentidos x e y da estrutura



Fonte: Ficanha (2012).

Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 22, referente às estruturas sem contraventamento com consideração de diafragma rígido.

Figura 11: Resultados obtidos por Ficanha (2012) nas estruturas sem contraventamento com diafragma rígido

L (m)	H (m)	1 ^o Pavimento		2 ^o Pavimento		3 ^o Pavimento		α_{cr}	
		Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	Δ_{x2}/Δ_{x1}	Δ_{y2}/Δ_{y1}	IMP _x	IMP _y
3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	403,29	403,29
4,00	3,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	226,92	226,92
5,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	138,23	138,23
6,00	3,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	97,41	97,41
7,00	3,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	70,43	70,43
8,00	3,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	53,12	53,12
3,00	3,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	307,15	307,15
4,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	170,15	170,15
5,00	3,50	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	107,14	107,14
6,00	3,50	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	73,22	73,22
7,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	52,99	52,99
8,00	3,50	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	39,99	39,99
3,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	238,51	238,51
4,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	132,31	132,31
5,00	4,00	1,00	1,01	1,00	1,01	1,00	1,01	83,41	83,41
6,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	57,07	57,07
7,00	4,00	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,02	41,33	41,33
8,00	4,00	1,01	1,03	1,01	1,03	1,01	1,03	31,22	31,22

Δ_{x1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção x;
 Δ_{x2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção x;
 Δ_{y1} : deslocamento de primeira ordem com carga fictícia na direção y;
 Δ_{y2} : deslocamento de segunda ordem com carga fictícia na direção y;
 α_{cr} : fator multiplicador de flambagem elástica;
 IMP_x: modelo com deformação inicial na direção x;
 IMP_y: modelo com deformação inicial na direção y.

Fonte: Ficanha (2012).

É importante ressaltar que os resultados são os mesmos dos modelos com cargas fictícias. Ficanha (2012) menciona que isso afirma a confiabilidade e coerência entre os métodos. Os fatores associados à carga crítica de flambagem também apresentam valores na mesma ordem de grandeza. Posto isso, vale destacar que devido a tal coerência entre os métodos, o presente trabalho utilizou apenas o método da inserção das imperfeições através dos deslocamentos nos eixos das estruturas.

Conforme já mencionado, Ficanha (2012) se limitou aos estudos de deslocamentos e cargas críticas de flambagem, não calculando a capacidade resistente dos perfis. No prosseguimento desses estudos, os três primeiros modelos foram analisados (item 4.3) a fim de calcular as capacidades resistentes e também incluir as imperfeições locais de forma diretas nas análises.

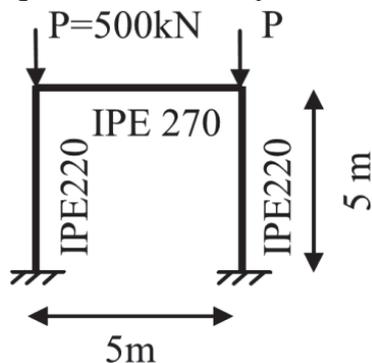
2.4.2 Estudos de Shayan

A tese de doutorado da autoria de Shayan (2013) tratou da modelagem de estruturas 2D com inclusão das imperfeições geométricas, focando os estudos nos modos de flambagem elástica e verificação da carga crítica de flambagem. A pesquisa buscou estabelecer as bases

para a aplicação do método direto de verificação de dimensionamento, baseadas em análises avançadas de estruturas. Foram desenvolvidos modelos de análise de elementos finitos, obtendo como resposta deflexões utilizando não linearidade do material, não linearidade geométrica, imperfeições geométricas iniciais e tensões residuais.

Na Figura 23 é mostrado um dos pórticos analisados por Shayan (2013), onde o objetivo foi avaliar os modos de flambagem elástica e calcular a carga crítica de flambagem da coluna mais solicitada. Para os perfis *IPE270* e *IPE220*, que são do padrão europeu, o módulo de elasticidade adotado foi de 210GPa e o limite de escoamento 300MPa.

Figura 12: Modelo de pórtico



Fonte: Shayan (2013).

Os resultados obtidos por Shayan, apresentados na Figura 24, relacionam os fatores de carga crítica de flambagem (λ) considerando os seis primeiros modos de deformação da estrutura, utilizados para atualização da geometria considerando as imperfeições. É interessante notar que a variação é muito pequena na comparação entre os modos, onde a maior variação ($Er^1(\%)$) é de 1,0896%.

Figura 13: Resultados obtidos por Shayan (2013) para um pórtico

	F-UB 1
$\bar{\lambda}$	1.7702
λ_n^1	1.7897
λ_n^3	1.7811
λ_n^6	1.7725
$Er^1(\%)$	1.0896
$Er^3(\%)$	0.612
$Er^6(\%)$	0.1298

Fonte: Shayan (2013).

Em suas conclusões, Shayan (2013) menciona que as imperfeições geométricas iniciais afetam o comportamento das estruturas e podem exercer uma considerável influência na carga crítica de flambagem, mas salienta que as imperfeições devem ser incluídas de maneira apropriada na análise avançada de estruturas.

Ao falar sobre os modos de deformação, Shayan (2013) relata a pouca variação de erros entre os modos. Ao avaliar os seis primeiros modos de flambagem para estruturas não contraventadas, como o exemplo acima, cita que a variação de erros não é significativa. Já, para estruturas contraventadas, o ideal é avaliar mais do que três modos de deformação para verificar maiores variações. Essa conclusão de Shayan (2013) ajudou a embasar o presente estudo que utilizou apenas o primeiro modo de flambagem elástica para inserção das imperfeições, visto que não foram analisadas estruturas contraventadas. Esta mesma estrutura foi modelada e analisada neste trabalho. Se o fator de carga crítica de flambagem foi 1,7702 conforme a Figura 23, a capacidade resistente das colunas deverá estar dentro dos limites de verificação, tal como ocorreu e pode ser verificado no item 4.2.2.

2.5 Tipos de análise

A análise elástica, conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), pode ser sempre considerada mesmo que os esforços resistentes da seção transversal sejam avaliados considerando-se a plasticidade. Quanto aos efeitos dos deslocamentos das estruturas, as análises podem ser classificadas como de primeira e segunda ordem.

2.5.1 Análise elástica de primeira ordem

A análise elástica de primeira ordem é o tipo mais básico de análise e se baseia no cálculo de equilíbrio da estrutura indeformada, ignorando a não linearidade geométrica ($P-\Delta$ e $P-\delta$) e a não linearidade do material. César (2004) resume o dimensionamento considerando os efeitos de primeira ordem como verificação de resistência e deslocabilidade, para suportar os esforços atuantes e para que a estrutura mantenha seu alinhamento, não prejudicando seu funcionamento, respectivamente. Para isso, o normal é recorrer para simplificações do comportamento do material, da estrutura global e da estabilidade da geometria. Pode-se considerar, na análise de primeira ordem, que os deslocamentos elásticos são tão pequenos que a deformada da estrutura coincide com a configuração inicial. Se os elementos apresentam

características geométricas que validem essa hipótese, então é possível sua análise sem a consideração das deformações geométricas.

Conforme Shayan (2003), os efeitos de segunda ordem que consideram as cargas atuando sobre a configuração deslocada da estrutura são ignorados. Nessa análise, uma relação linear entre a carga aplicada e as deformações é assumida e a estrutura segue a Lei de Hooke. A força interna distribuída nas barras é considerada como não afetada pelos deslocamentos e a estrutura recupera seu estado original quando a carga é removida. Nesse caso, as deformações são proporcionais às cargas aplicadas, então o princípio da superposição pode simplificar análise para diferentes combinações de carga.

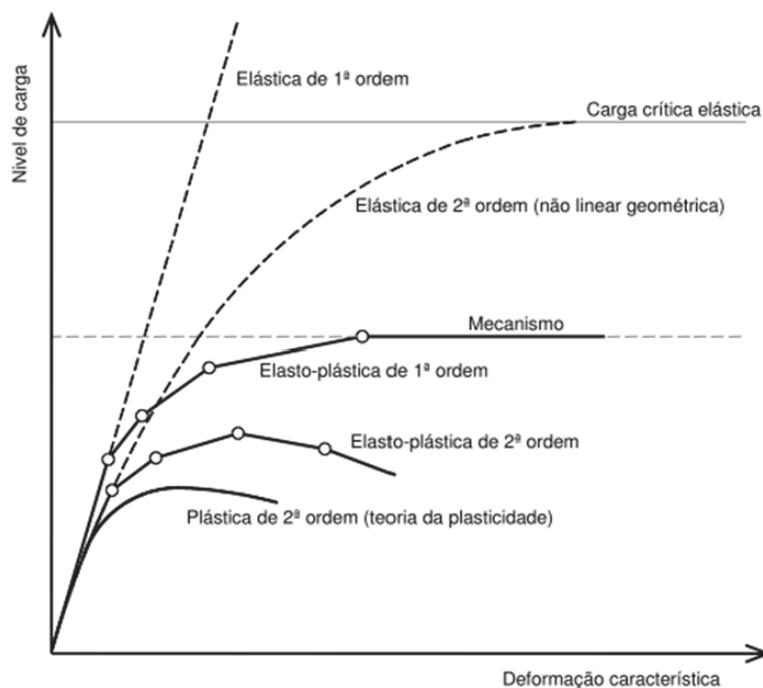
2.5.2 Análise elástica de segunda ordem

A tecnologia tem proporcionado diversos avanços na modelagem e montagem das estruturas de aço - elevadas tensões de escoamento, processos construtivos arrojados e recursos computacionais estão permitindo o uso de elementos estruturais cada vez mais leves e esbeltos. Porém, esses materiais devem ser avaliados criteriosamente, pois seu mecanismo de colapso pode sofrer significativas mudanças qualitativas. Por isso, torna-se indispensável a consideração dos efeitos de segunda ordem na estrutura, sendo que os cálculos destes efeitos geometricamente não lineares exigem formulações adequadas (ROCHA, 2006).

Segundo Silva (2004), a análise elástica em teoria de segunda ordem deve ser utilizada pelos engenheiros para o dimensionamento e projeto de sistemas estruturais, principalmente, naqueles que apresentam deslocamentos horizontais consideráveis, tornando os efeitos de segunda ordem mais significativos. Os métodos aproximados para análise de segunda ordem são: método da amplificação dos momentos (B1-B2), da força lateral equivalente ou fictícia (P-delta) e do coeficiente γ_z . Porém, esses métodos têm levantado muitos questionamentos nos últimos anos, abrindo espaço para outros, mais rigorosos, com formulação teórica consistente para análise não linear, física e geométrica. Isso, acentuando-se a importância dos elementos finitos por proporcionarem resultados muito relevantes para tais estudos.

Um comparativo do comportamento entre a análise de segunda ordem (não linear geométrica) e a análise de primeira ordem pode ser visto na Figura 25, que relaciona o nível de carga suportado por um elemento estrutural com a deformação característica do mesmo.

Figura 14: Tipos de análise estrutural



Fonte: Adaptado de Reis e Camotim (2012 apud FICANHA, 2012).

A partir da problemática desenhada para este estudo e dos apontamentos teóricos conduzidos ao longo desse capítulo, prossegue-se no trabalho pela descrição dos passos metodológicos seguidos para chegar-se ao objetivo proposto que, retomando-se, consiste em analisar o efeito das imperfeições geométricas locais, globais e integradas em estruturas modeladas com análise não linear de material e de geometria, variando parametricamente as imperfeições e as incluindo através dos modos de flambagem elástica.

3 METODOLOGIA

O presente estudo foi objetivado em avaliar como inserir as imperfeições na modelagem estrutural para determinar a capacidade resistente das colunas. Tais imperfeições distinguem-se em imperfeições globais, como o desaprumo entre colunas, por exemplo, e imperfeições locais, como a não-retilinearidade dos elementos estruturais, dentre outros. Normalmente, as imperfeições locais não são consideradas na modelagem estrutural, sendo levadas em conta apenas nas expressões de dimensionamento dos elementos através da utilização de fatores de diminuição da resistência, como o fator de redução χ , associado à flambagem global (equação 25).

A metodologia seguida neste trabalho consistiu em incorporar tais imperfeições no modelo de cálculo, o que permitiu determinar os esforços reais solicitantes, bem como a capacidade resistente dos elementos de maneira direta, ou seja, sem a consideração de algum dos coeficientes de minoração incorporados às expressões de dimensionamento usadas nas normas (NBR 8800). Para tanto, direcionou-se o estudo apenas a barras isoladas, pórticos 2D e pórticos 3D modulados, todos com perfis laminados de seção compacta e desconsiderando estados limites de serviço. Os resultados obtidos para essas resistências foram comparados com os valores dados pelas expressões de dimensionamento utilizadas pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

A incorporação das imperfeições no modelo de cálculo pode ser realizada basicamente de três modos: com a utilização de cargas fictícias, através da modelagem direta da estrutura imperfeita ou através de uma análise de autovalor. Na análise de autovalor a estrutura foi inicialmente modelada e carregada como uma estrutura perfeita. Em seguida, fez-se uma análise modal na mesma a fim de identificar quais eram os modos de flambagem possíveis nessa estrutura. Como o primeiro modo de flambagem é normalmente o modo crítico (ou seja, o que irá ocorrer para o menor valor de carregamento), a geometria deslocada do mesmo foi utilizada como referencial para a inclusão das imperfeições iniciais. Por fim, fez-se novamente a análise estrutural para a obtenção dos esforços solicitantes atuantes na estrutura.

3.1 Materiais utilizados

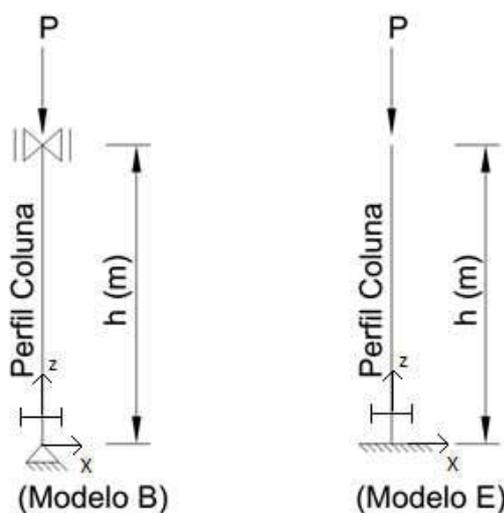
Para a realização dos estudos utilizaram-se as estruturas de aço representadas apenas por barras isoladas e pórticos, promovendo as necessárias análises por meio do software

comercial SAP2000 versão 19. Esse possibilita a modelagem e análise das estruturas através da aplicação do método dos elementos finitos, possuindo capacidade para a realização de análises modais, conforme será detalhado adiante no item 3.4.

3.1.1 Modelos de barras isoladas analisados

As condições de contorno dos modelos de barra isolados analisados são apresentadas na Figura 26.

Figura 15: Modelos de barras isoladas analisados



Fonte: Autor, 2017.

Conforme vê-se à Figura 26, foram considerados modelos biarticulados (modelo B) e com restrição de rotação na base com extremidade superior sem restrições (modelo E). O aço de composição dos perfis é ASTM A572Gr50 e o módulo de elasticidade do aço foi assumido como 200 GPa. A carga P foi assumida como 96% da resistência à compressão encontrada no Método A (adiante especificado), para não trabalhar com a carga crítica que é muito sensível, podendo induzir a erros nos resultados. Foram analisados seis modelos de barras isoladas (Tabela 3).

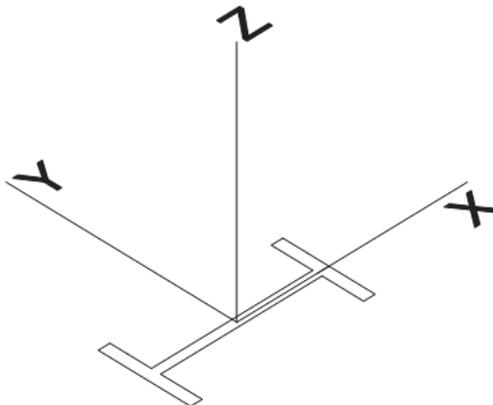
Tabela 3: Modelos, perfis de composição e geometria das barras isoladas

Modelo	Perfil W	Carga P (kN) Modelo Biarticulado	Carga P (kN) Modelo Base Rígida	h (m)
1	W150x22,5	233,88	58,50	5
2	W250x32,7	198,50	49,60	6
3	HP200x53	394,93	98,70	8
4	HP250x62	452,49	113,10	10
5	HP310x93	670,11	167,50	12
6	HP310x110	594,07	148,50	14

Fonte: Autor, 2017.

A Figura 27 mostra a orientação das colunas nos modelos de cálculo. As barras isoladas foram analisadas nos planos $X-Z$ e $Y-Z$. Como o modo de flambagem elástica crítica sempre ocorreu no eixo de menor inércia dos perfis (I_x), essas foram utilizadas nos cálculos. Sendo assim, os esforços solicitantes de momentos fletores dispostos nas tabelas dos resultados de barras isoladas também ocorreram no eixo X .

Figura 16: Orientação (global) das barras isoladas analisadas

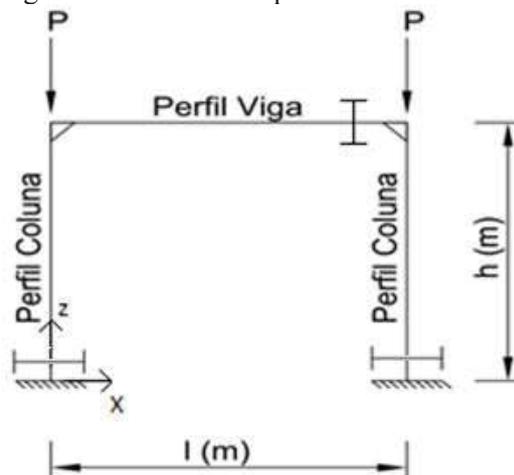


Fonte: Autor, 2017.

3.1.2 Modelos de pórticos 2D analisados

As condições de contorno dos pórticos analisados são apresentadas na Figura 28.

Figura 17: Modelos de pórticos analisados



Fonte: Autor, 2017.

Conforme a Figura 28, os modelos restringem a rotação na base e a conexão da viga com as colunas foi considerada como rígida. O aço de composição dos perfis é ASTM A572Gr50 e o módulo de elasticidade do aço foi assumido como 200 GPa. Os perfis usados nos pórticos são europeus e W laminados. O modelo 7 é o mesmo usado por Shayan (2013) e os demais foram criados utilizando-se perfis comumente usados no dimensionamento de estruturas de aço. A carga P foi assumida como 90% da resistência à compressão encontrada no Método B. As vigas utilizadas têm no mínimo o dobro da inércia das colunas, para assegurar a rigidez da conexão. Os sete modelos de pórticos são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Modelos, perfis de composição e geometria dos pórticos

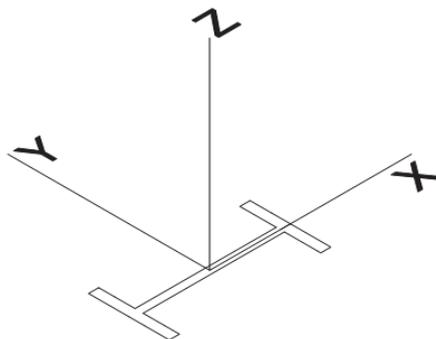
Modelo	Perfil Colunas	Perfil Vigas	Carga P (kN)	h (m)	l (m)
1	W150x22,5	HP250x62	525,81	5	4
2	W250x32,7	W360x44	620,68	6	5
3	HP200x53	W360x44	1012,98	8	5
4	HP250x62	W410x60	1153,02	10	6
5	HP310x93	W530x82	1777,76	12	7
6	HP310x110	W530x101	1696,17	14	8
7	IPE220	IPE270	500,00	5	5

Fonte: Autor, 2017.

A Figura 29 mostra a orientação dos pórticos nos modelos de cálculo. Os pórticos foram analisados no plano $X-Z$, de forma a representar um pórtico com travamento no eixo de menor inércia das colunas. Assim o modo de flambagem elástica crítica sempre ocorreu no eixo de

maior inércia dos perfis (I_y) e estas foram utilizadas nos cálculos. Os esforços solicitantes de momentos fletores dispostos nas tabelas dos resultados de pórticos ocorreram no eixo Y .

Figura 18: Orientação (global) das colunas nos pórticos 2D analisados

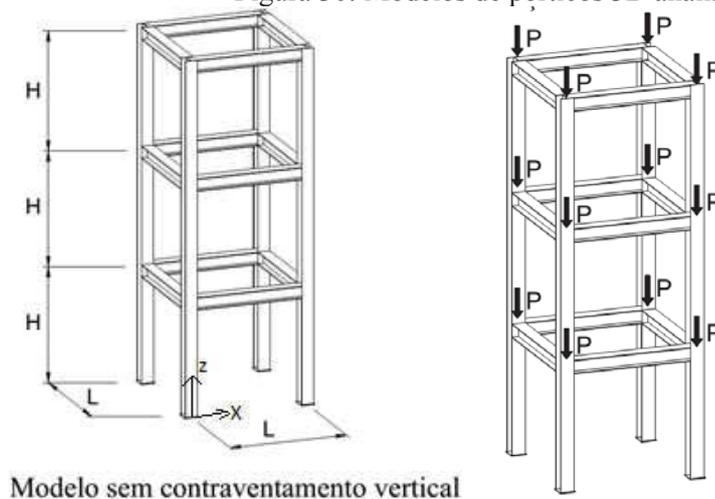


Fonte: Autor, 2017.

3.1.3 Modelos de pórticos 3D analisados

Como já mencionado, visando a dar continuidade ao estudo de efeitos de segunda ordem e agora acrescentando imperfeições locais na modelagem direta das estruturas, foram analisados alguns dos modelos estudados por Ficanha (2012). Foram escolhidos os modelos mais críticos, ou seja, os três últimos modelos da Figura 24 do item 2.4.2. As condições de contorno dos pórticos 3D analisados são apresentadas na Figura 30.

Figura 30: Modelos de pórticos 3D analisados



Modelo sem contraventamento vertical

Fonte: Ficanha (2012).

Conforme a Figura 28, os modelos restringem completamente as rotações nas bases e a conexão das vigas com as colunas foram consideradas como rígidas. O aço de composição dos perfis é ASTM A572Gr50 e o módulo de elasticidade do aço foi assumido como 210 GPa. Os perfis usados nos pórticos são europeus laminados. As cargas foram as mesmas consideradas por Ficanha (2012). É importante lembrar que os modelos do referido autor consideravam diafragma rígido em cada pavimento, então, essas mesmas considerações foram feitas nos modelos aqui estudados. Tal sistema confere rigidez ao conjunto da laje, fazendo com que a mesma se desloque em apenas duas direções. Os modelos de pórticos 3D aqui analisados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5: Modelos, perfis de composição e geometria dos pórticos 3D

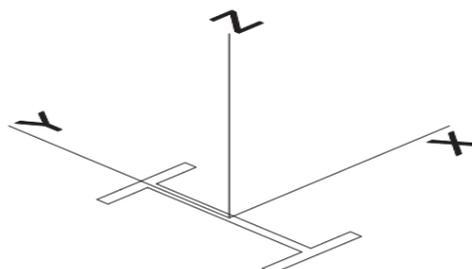
Modelo	Perfil Colunas e Vigas	H (m)	L (m)	Carga P [kN]
1	HE300B	4	6	40,500
2	HE300B	4	7	55,125
3	HE300B	4	8	72,000
4	HE300B	4	6	1189,81
5	HE300B	4	8	1250,00

Fonte: Autor, 2017.

Como os pórticos 3D analisados por Ficanha (2012) tinham as cargas P distantes das cargas críticas das colunas, para se observar melhor o efeito das imperfeições, foram considerados outros dois modelos (4 e 5 da Tabela 5), com as cargas aplicadas mais próximas dos limites críticos de estabilidade e resistência. Para isso foi verificada a resistência do perfil à compressão e aplicada uma carga próxima a esse limite.

A Figura 31 mostra a orientação dos pórticos 3D nos modelos de cálculo, iguais aos de Ficanha (2012). Os pórticos foram analisados no plano $X-Z$ e $Y-Z$. Assim o modo de flambagem elástica crítico sempre ocorreu no eixo de menor Inércia dos perfis (I_y) e estas foram utilizadas nos cálculos. Os esforços solicitantes de momentos fletores dispostos nas tabelas dos resultados de pórticos também ocorreram no eixo Y .

Figura 31: Orientação (global) das colunas nos pórticos 3D analisados



Fonte: Autor, 2017.

3.2 Cálculos matemáticos para os métodos de análise

3.2.1 Cálculo da capacidade resistente com uso de análise elástica avançada

Uma das principais diferenças da edição mais recente (2016) da norma ANSI/AISC 360 para sua versão anterior (2010) está na possibilidade da realização do dimensionamento de elementos estruturais baseando-se numa análise estrutural avançada - com base em análises elástica e inelástica avançadas. Neste trabalho, foi abordada apenas a primeira possibilidade.

Uma análise estrutural elástica avançada pode ser definida como uma análise estrutural que contempla os seguintes itens:

- a) a deformação dos membros à torção deve ser considerada na análise

Com a utilização desta metodologia, é sempre fundamental que o engenheiro estrutural consiga capturar na análise todos os efeitos de segunda ordem que podem ocorrer na estrutura, incluindo a torção dos elementos. Os métodos tradicionais de análise de segunda ordem, comumente disponíveis nos softwares de análise e amplamente empregados nos últimos tempos, tratavam exclusivamente dos efeitos de segunda ordem relacionados à flexão, que eram determinados com a utilização dos efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$.

A principal diferença dos métodos de análise de segunda ordem avançados para os métodos tradicionais está na necessidade de incluir na análise a influência dos efeitos dessas torções na determinação dos esforços da estrutura. Conforme os comentários da norma ANSI/AISC 360-16, a torção normalmente é gerada por imperfeições fora do plano de flexão dos elementos ou devido à tendência da ocorrência de flambagem lateral com torção em vigas, o que resulta em esforços adicionais que devem ser resistidos pelos elementos.

Tal fenômeno é de grande importância em vigas de mesas paralelas que possuem comprimento destravado na menor inércia próximo a L_r (comprimento destravado limite para a

ocorrência de flambagem lateral com torção inelástica) e que possuam uma relação acentuada entre I_x/I_y , sendo I_x a maior e I_y a menor inércia do perfil, respectivamente. Essa nova metodologia é particularmente útil em problemas onde não se têm uma definição clara do comprimento de flambagem a ser tomado, como no caso da flambagem de arcos comprimidos no seu plano ou nas treliças com banzo comprimido destravado e com carregamento na região do banzo tracionado (chamadas de *ponytruss* em inglês).

b) a análise deve considerar todas as não-linearidades e os efeitos de torção aplicáveis

Tal procedimento requer que sejam executadas análises que consideram tanto a influência das imperfeições locais (P- δ) como globais (P- Δ). Não é permitido a utilização de procedimentos aproximados de análise.

c) inclusão no modelo de análise de todas as imperfeições geométricas iniciais

Deve-se incluir no modelo de análise as imperfeições iniciais consideradas no projeto, como aquelas oriundas da não-retilinearidade dos elementos ou do desaprumo entre níveis de pilares. Os valores utilizados devem estar de acordo com o que será necessário para o projeto. Porém, como referência, a norma indica um valor para não-retilinearidade de $L/1000$ e para o desaprumo de níveis de colunas de $h/500$ (tais valores referem-se aos padrões construtivos comumente aceitáveis). A norma indica, ainda, que a não-retilinearidade dos elementos pode ser considerada apenas nos eixos mais suscetíveis à flambagem. A inclusão dessas imperfeições no modelo de cálculo deve ser feita na modelagem da estrutura, não sendo permitido o uso de forças fictícias (forças nocionais) para a produção desses efeitos. As imperfeições iniciais devem ser dispostas de maneira a gerar o maior efeito desestabilizador possível; como sugestão, a norma americana indica a disposição das imperfeições de maneira similar às deformações geradas pelos carregamentos da combinação avaliada, ou conforme os modos de flambagem da estrutura.

d) ajuste nas rigidezes dos elementos (imperfeição de material)

Todos os elementos que contribuem para a estabilidade lateral da estrutura deverão ter sua rigidez reduzida ao montante de $0,80\tau_b$, sendo τ_b o parâmetro de redução da rigidez (seção C.2.3 da norma ANSI/AISC 360-16). Uma maneira fácil de fazer essa redução é através da multiplicação dos módulos de elasticidade longitudinal (E) e transversal (G) por esse valor. Entretanto, deve-se ter em mente que esta redução é válida apenas para a análise que visa a determinar os esforços máximos dos elementos, não devendo ser usada nas equações de

dimensionamento dos elementos que contenham esses parâmetros ou nas análises que visam a capturar outros efeitos, como os deslocamentos máximos, por exemplo.

e) o método é aplicável apenas para seções duplamente simétricas

O método aplica-se apenas a seções com dupla simetria, como seções W, HSS e tubos quadrados. A razão dessa limitação está no fato de que o método foi testado apenas para estes modelos de seções até o momento.

Com a utilização do método em questão, o fator de amplificação do comprimento destravado (K) e os efeitos de flambagem relacionados ao comprimento destravado dos elementos comprimidos não necessitam ser considerados no dimensionamento, pois já foram contabilizados na análise estrutural. Dessa maneira, a norma americana define que a resistência nominal à compressão dos elementos (P_n) pode ser tomada como a resistência nominal à compressão da seção transversal; ou seja, $P_n = A_g * F_y$ para seções compactas e $P_n = A_e * F_y$ para seções não-compactas, sendo A_g a área bruta da seção, A_e a área efetiva da seção (considerando as reduções provocadas pela flambagem local dos elementos da seção) e F_y a tensão de escoamento do aço utilizado.

3.2.2 Avaliação de referência (*benchmark problem*) para determinação da aplicabilidade do software utilizado

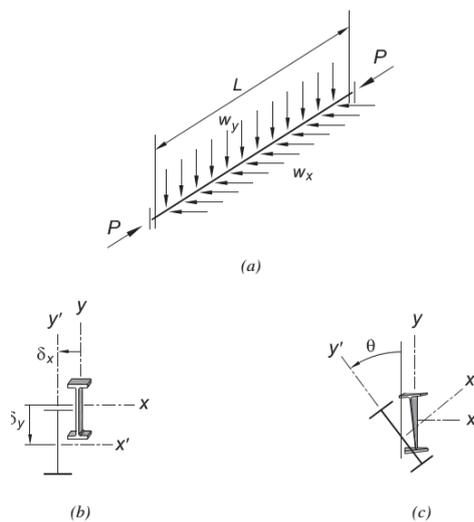
Na atualidade é difícil pensar no projeto de estruturas de aço sem considerar a utilização de algum *software* de análise e dimensionamento. Tais ferramentas têm permitido um ganho de tempo imenso nos projetos, resultando em otimizações de recurso e tempo. Entretanto, a utilização dos *softwares* deve estar condicionada ao conhecimento e confiança que o engenheiro estrutural possui nestas ferramentas.

Conforme os comentários do *Apêndice 1* da norma ANSI/AISC 360-16, é importante para o engenheiro estrutural conhecer as capacidades e limitações do software de análise utilizado no cálculo estrutural. Com vista a proporcionar um nível de confiança de que determinado programa é capaz de obter os efeitos de segunda ordem gerados pela combinação de solitação axial, flexão e torção, é extremamente recomendado que sejam feitos diversos exemplos de referências (*benchmark problems*) para confirmar o quão adequado é o *software* que está sendo utilizado.

Tendo por base o exposto, a norma americana ANSI/AISC 360-16 traz em seus comentários um modelo de *benchmark problem* para verificação dos softwares quanto à

possibilidade de aplicação da análise elástica avançada do *Apêndice* no projeto de estruturas. Tal *benchmark problem* constitui-se de um perfil W18x65 biapoiado (com restrição de rotação nas extremidades, mas com empenamento liberado), vão de 20 ft. e sujeito a quatro combinações diferentes de carregamentos (compressão e carga distribuída vertical). Como para todas as combinações de carregamentos, a relação entre o esforço de compressão e a tensão de escoamento da seção é inferior a 0.5, o fator τ_b é tomado igual a 1, resultando que todas as propriedades da seção sejam multiplicadas pelo fator de redução de 0.8 (tal redução é feita multiplicando E e G por este fator). Na Figura 32 é apresentado o problema de referência em questão. Na Figura 33 são apresentados os resultados indicados pela norma para tal problema.

Figura 19: *Modelo de Referência* indicado pela norma americana ANSI/AISC 360-16



Fonte: ANSI/AISC 360-16.

Figura 20: Resultados para o modelo de referência

Resultados para o Problema de Referência Com base na Figura 30 W18x65, L = 20 ft					
P, kips		0	75	125	175
(w _x = 0) w _y , kip/ft		4	3	2	1
M _{xx} , kip-in.	(a)	2400	1833	1237	626
	(b)	2386	1826	1235	624
	(c)	2399	1832	1237	626
M _{yy} , kip-in.	(a)	0	0	0	0
	(b)	258	234	192	309
	(c)	55.8	104	140	284
δ _y , in.	(a)	0.580	0.443	0.299	0.151
	(b)	0.694	0.524	0.342	0.201
	(c)	0.589	0.460	0.318	0.186
δ _x , in.	(a)	0	0	0	0
	(b)	0.967	0.951	0.833	1.397
	(c)	0.214	0.435	0.616	1.292
θ, rad	(a)	0	0	0	0
	(b)	0.1078	0.0790	0.0471	0.0358
	(c)	0.0233	0.0290	0.0266	0.0260
Eq. H1-1	(a)	0.62	0.77	0.87	0.96
	(b)	0.87	0.75	0.58	0.62
	(c)	0.68	0.62	0.53	0.60

(a) Análise sem imperfeição
(b) Análise com imperfeição δ_x = L/1000
(c) Análise com imperfeição δ_y = L/1000

Fonte: ANSI/AISC 360 (2016)

Da Figura 33 depreende-se que os resultados na linha (a) referem-se aos obtidos pelo método tradicional de segunda ordem, onde considerou-se o elemento retilíneo e apenas as imperfeições locais (P-δ) no plano de flexão necessitam ser consideradas. Como neste caso não foram consideradas deformações fora do plano, não há deslocamentos ou momentos fora do plano de carregamento, nem torções.

Os resultados das linhas (b) e (c) da figura 33 referem-se aos obtidos com a aplicação da seção 1.2 do *Apêndice I*, que trata da análise elástica avançada. Nesse caso, uma imperfeição fora do plano de carregamento com geometria de uma curva de seno com amplitude máxima de L/1000 (no meio do vão) foi aplicada ao modelo de cálculo. Um procedimento de análise elástica mais rigoroso foi aplicado na determinação do equilíbrio na posição deformada do elemento, incluindo, assim, os efeitos de segunda ordem atribuídos às imperfeições locais (P-δ) e aos efeitos de torção. Desse modo, a combinação entre os carregamentos aplicados (P e W_y), as imperfeições fora do plano (L/1000) e os deslocamentos e torções gerados (δ_x, δ_y e θ) produziram momentos fletores na maior e na menor inércia do perfil.

A diferença entre os resultados apresentados nas linhas (b) e (c) está no fato de que os resultados apresentados nas linhas (b) fazem a consideração (a favor da segurança) de que a resistência ao empenamento da seção é dada apenas pela rigidez de *St. Venant* (GJ), desconsiderando da análise a parcela de resistência ao empenamento dada pela flexão das mesas da seção transversal ($EC_w=0$). Nos resultados das linhas (c), ambas as resistências ao empenamento são consideradas na análise, resultando em diminuições significativas dos deslocamentos (δ_x , δ_y e θ), o que resulta em menores valores de momento no plano de menor inércia (M_y). A equação H1-1 se refere à expressão de dimensionamento à flexo-compressão da norma ANSI/AISC 360 (2016).

Os resultados obtidos nos esforços de momentos fletores M_{ux} e M_{uy} , nos deslocamentos δ_x e δ_y e nas solicitações de cálculo conforme a equação H1-1 estão na Tabela 6. Foi utilizada análise não linear e os mesmos parâmetros do referido problema. O erro dos mesmos, em comparação com o *benchmark problem* não passou de 5%. Foram realizadas apenas as análises a e b do exemplo devido ao fato de que o presente trabalho não irá calcular efeitos de torção.

Tabela 6: Resultados obtidos com o SAP2000 para o *Modelo de Referência*

p, Kips		0	75	125	175
Wy, kip/ft		4	3	1	1
M_{ux} , kip-in	a	2399,998	1822,997	1235,365	625,466
	b	2398,977	1819,234	1231,161	621,653
M_{uy} , kip-in	a	0,000	0,000	0,000	0,000
	b	238,452	229,322	185,850	301,560
δ_x , in	a	0,619	0,448	0,315	0,154
	b	0,701	0,536	0,356	0,219
δ_y , in	a	0,000	0,000	0,000	0,000
	b	0,922	0,910	0,815	1,352
EQ H1-1	a	0,610	0,760	0,860	0,950
	b	0,860	0,740	0,570	0,610

Fonte: Autor, 2017.

3.2.3 Análise de modelos de barras isolados e pórticos

Conforme previamente citado, as análises realizadas neste trabalho concentraram-se na avaliação dos resultados para colunas isoladas e pórticos. As análises foram realizadas considerando diferentes metodologias de cálculo, onde a principal diferença entre elas esteve no fato de considerarem (ou não) as imperfeições iniciais dos elementos. Para aquelas metodologias que consideram as imperfeições, a maneira como essas são incorporadas nos

modelos de cálculo também foi avaliada. Assim, na Figura 34 tem-se um resumo esquemático das metodologias avaliadas no presente estudo, com posterior detalhamento das mesmas.

Figura 21: Comparação entre os métodos utilizados

COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS UTILIZADOS				
MÉTODOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES	Método A	Método B	Método C	Método D
	Comprimentos efetivos (Fator K)	Modelagem direta das imperfeições	Análise flamb. elást. imperfeições globais	Análise flamb. elást. imperfeições globais e locais
Considera imperfeições globais na análise	Não	Sim	Sim	Sim
Considera imperfeições locais na análise	Não	Não	Não	Sim
Considera imperfeições locais nas equações de dimensionamento	Sim	Sim	Sim	Não

Fonte: Autor, 2017.

De acordo com o que se observa na Figura 34, as análises consideradas nos modelos foram:

a) Método dos comprimentos efetivos

A análise e determinação da capacidade resistente dos elementos é realizada apenas tendo em conta as barras de maneira isolada. Tal método considera as reduções na resistência dos elementos em função das imperfeições globais e locais através do uso de um fator de amplificação dos comprimentos destravados chamado de K. Embora tenha sido amplamente utilizado no passado, com a grande amplificação do poder de análise estrutural verificado nas últimas décadas, o fator K tem perdido espaços para métodos capazes de incluir de maneira diretas as imperfeições dos elementos nos modelos de análise, o que permite acessar as solicitações dos elementos de maneira precisa. Entretanto, tal método ainda é possível de ser utilizado. Por exemplo, pela NBR 8800 (ABNT, 2008), a capacidade resistente dos elementos utilizando este método pode ser calculada de acordo com a seção 5.3 dessa normativa, com os valores teóricos dos coeficientes de flambagem K fornecidos na Tabela "E.1". O método A foi considerado apenas na análise das barras isoladas.

b) Modelagem direta das imperfeições

Permite-se pontuar que as imperfeições globais (como o desaprumo de colunas, por exemplo) e as imperfeições locais (como a não-retilinearidade dos elementos, entre outros) sejam incorporados aos modelos de análise através da modelagem direta dessas imperfeições.

Conforme citado na NBR8800 (ABNT, 2008), as imperfeições locais já estão incorporadas às expressões de dimensionamento, permitindo que sua inclusão possa ser ignorada para modelos de cálculo que utilizam o equacionamento da norma na determinação da capacidade resistente dos elementos. Já as imperfeições globais devem ser sempre incorporadas aos modelos de análise através de um deslocamento interpavimento de $h/500$, onde h é a altura entre os pontos de travamento das colunas.

Fazendo-se a inclusão dessas imperfeições no modelo de cálculo, conforme o item 4.9.6.2 da mesma Norma, o uso do comprimento de flambagem pode ser tomado como igual ao comprimento destravado da barra; ou seja, fazendo-se uso do coeficiente de flambagem K como 1,0. Com esse valor de coeficiente, a capacidade resistente do perfil é calculada de acordo com a seção 5.3 (força axial de compressão) e 5.4 (momento fletor e força cortante), já que os deslocamentos modelados irão ocasionar esforços adicionais de momento fletor e cisalhamento nas barras.

c) Análise de flambagem elástica apenas com imperfeições globais

A análise com a utilização desta metodologia resulta em modos de deformação adimensionais. Para um modo qualquer pode ser definida uma amplitude e atualizada a geometria do elemento considerado, conforme explicado no item 3.3. Com a geometria atualizada será realizada a análise não-linear geométrica. Nesta análise considera-se como deslocamento imposto a imperfeição inicial global de $h/500$. As imperfeições locais serão contabilizadas na determinação da capacidade resistente dos elementos pela aplicação das equações de dimensionamento apresentadas pela NBR8800 (ABNT, 2008). Os valores dos coeficientes K e o cálculo da capacidade resistente são tomados com 1,0; conforme previamente comentado no item (b).

d) Análise de flambagem elástica considerando as imperfeições globais e locais

A realização desse tipo de análise traz como principal benefício a determinação dos modos de flambagem elástica dos elementos, sendo que o principal interesse está no primeiro modo, por ser o modo que ocorre com o menor valor de carga crítica. Com a utilização deste tipo de análise pode-se fazer a indicação de deslocamentos aos nós do modelo de modo que esses representem a sobreposição das imperfeições locais e globais, fazendo, assim, com que as mesmas sejam contabilizadas na análise. Neste trabalho foram utilizados os valores de $L/1000$ e $h/500$, indicados pela NBR 8800 (ABNT, 2008), para as imperfeições locais e globais, respectivamente.

A análise é baseada no item 3.2.1, conforme a ANSI/AISC 360 (2016) e para utilizar o método é necessário adotar os mesmos parâmetros, evidenciando a análise de segunda ordem e redução do módulo de elasticidade para 0,8E.

Como as imperfeições já foram contabilizadas na análise, assim como no método anterior, os valores dos coeficientes K serão considerados como 1,0. A grande vantagem que esse método apresenta em relação ao método anterior, está no cálculo da capacidade resistente dos elementos. Isso, pois como as imperfeições locais e globais estão sendo consideradas na análise estrutural, o cálculo da capacidade resistente à compressão pode ser feito sem a consideração do fator de redução χ , que é o responsável por contemplar, na equação de dimensionamento de barras, os efeitos devidos às imperfeições mencionadas. Tal consideração é válida apenas para a verificação à compressão, pois para o cálculo da resistência ao momento fletor e cisalhamento (seção 5.4 da norma ANSI/AISC 360) as verificações continuam iguais. Dessa maneira, a equação para o dimensionamento dos elementos à compressão (sem χ) fica sendo:

$$N_{c,Rd} = \frac{QA_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (29)$$

Onde,

Q: fator de redução associado à flambagem local;

A_g : área bruta da seção transversal do perfil da coluna;

f_y : tensão de escoamento do material da coluna;

γ_{a1} : coeficiente de ponderação da resistência

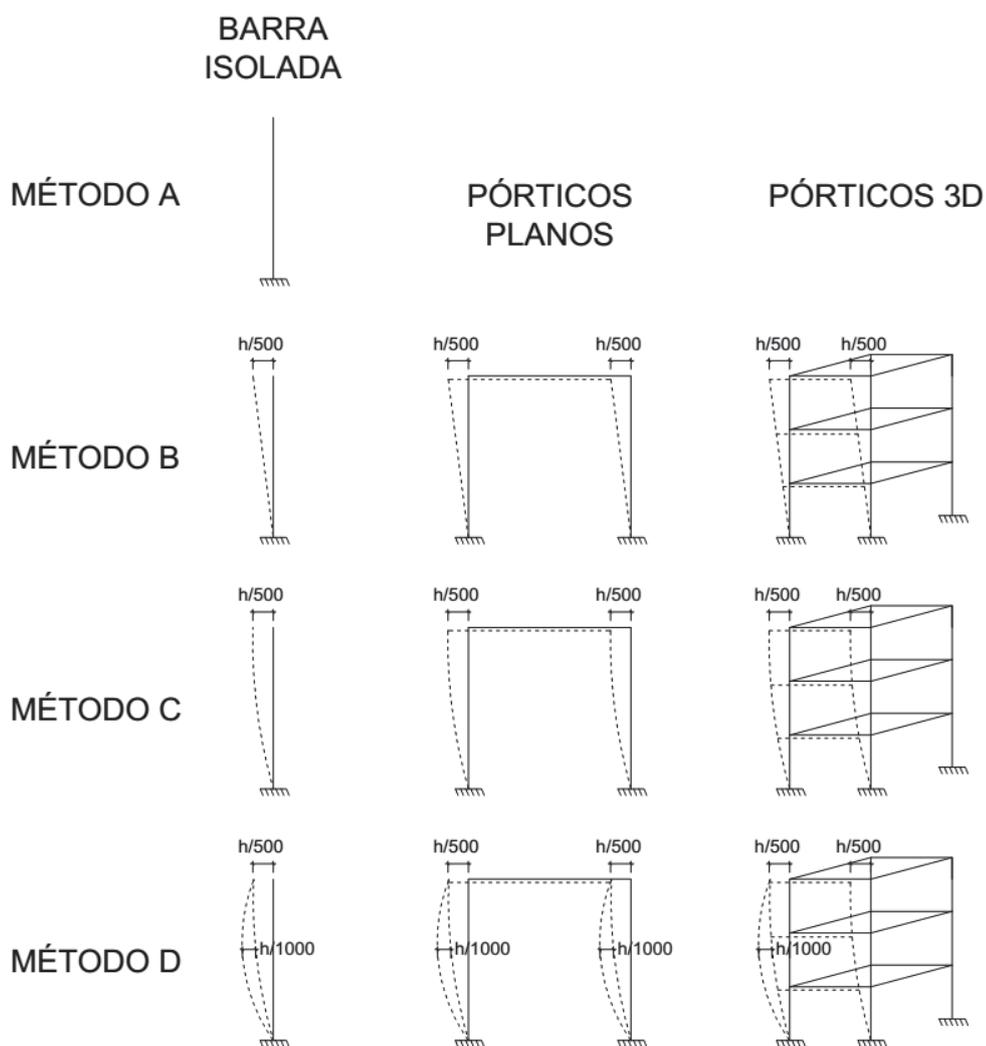
É importante destacar que como o trabalho tem especial interesse na avaliação do comportamento global das colunas frente às metodologias citadas, para as avaliações realizadas optou-se pelo uso de seções compactas para os perfis (ou seja, seções que não estão sujeitas a flambagens locais nas mesas e alma, resultando no uso de $Q = 1,0$).

A Figura 35 resume os quatro métodos acima citados, A, B, C e D. É necessário comentar que o item 4.9.7.1.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) menciona que as imperfeições globais podem ser tomadas com um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior de $h/333$ (sendo h essa diferença relativa entre os níveis de pavimentos) e sua força nomenclal equivalente tomada como 0,3% das cargas forças gravitacionais de cálculo aplicadas.

Porém, o cálculo do método D, como preconizado na norma ANSI/AISC 360 (2016) e citado no item 3.2.1 deste trabalho, toma essas imperfeições como sendo o limite construtivo de desaprumo das colunas ($h/500$). Sendo assim, o referido limite construtivo equivalente da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) é encontrado no item 12.3.3.1.1 da mesma, que trata das tolerâncias de montagens em pilares e que também considera que o desvio da linha de trabalho com relação a uma linha de prumo não pode ser superior a $h/500$.

Para padronizar todas as análises dos pórticos 3D e utilizar o mesmo parâmetro empregado por Ficanha (2012), que também utilizou $h/500$, foi mantida essa imperfeição como padrão das análises das estruturas com mais de um pavimento. Já, a não linearidade do eixo da peça deve ser de $L/1000$ (considerando L o comprimento da peça).

Figura 22: Métodos usados nas análises dos modelos propostos

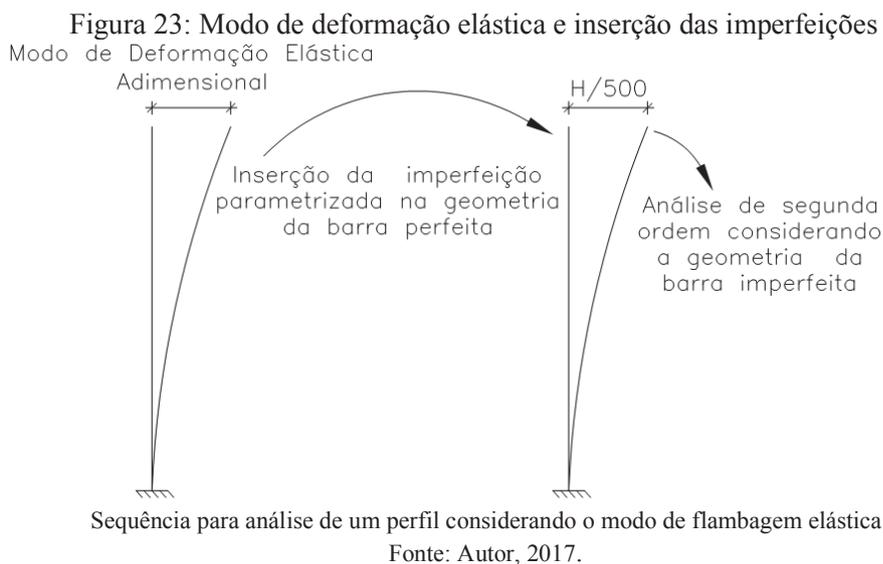


Fonte: Autor, 2017.

3.2.4 Inserção da imperfeição através do modo de flambagem elástica

O método de inserção das imperfeições geométricas utilizados neste trabalho é através da inserção de imperfeições no primeiro modo de flambagem elástica do elemento ou do conjunto estrutural. Após realizada a modelagem, indicação das seções transversais e orientação dos perfis, aplicação das cargas e condições de contorno das bases, com a realização de uma análise *de flabagem elástica* foi possível encontrar os diversos modos de deformação da estrutura. Observa-se que o primeiro modo foi o indicador do sentido mais suscetível à flambagem para o elemento estrutural ou para o conjunto todo da estrutura. O programa utilizado (SAP2000) realiza essa análise de forma automática, facilitando a identificação da da estrutura em deslocar lateralmente.

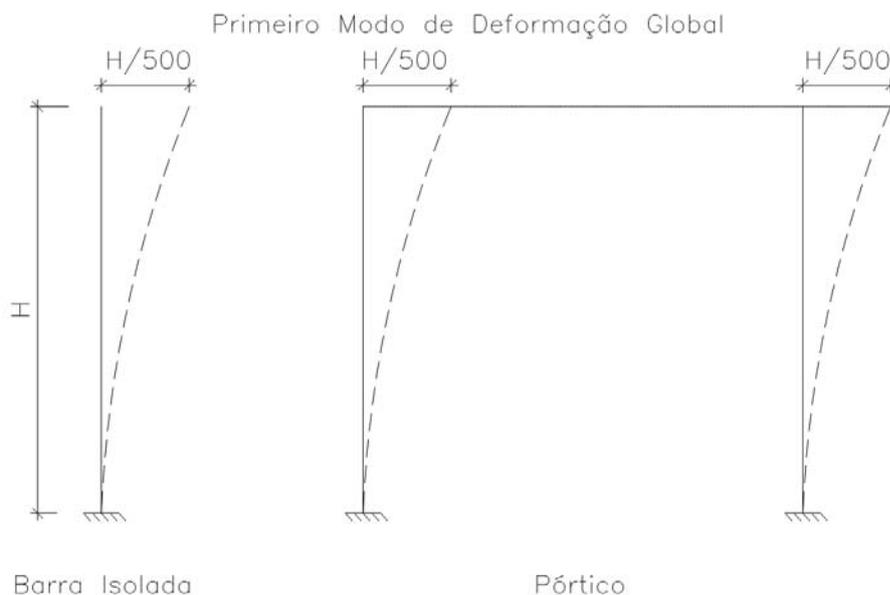
Conforme representado na Figura 36, a partir de uma barra geometricamente perfeita foi realizada uma análise de flambagem elástica, resultando em um modo de deformação elástica, que é obtido de um problema de autovalor, sendo os resultados adimensionais. Tais resultados serviram para parametrizar os deslocamentos que foram impostos na geometria da barra perfeita. A partir dessa geometria "deslocada" foi realizada a análise de segunda ordem, onde a partir dos esforços gerados pela mesma foi possível calcular a capacidade resistente do perfil.



A Figura 37 mostra um exemplo de primeiro modo de deformação global (linha tracejada) de um elemento de barra isolado e de um pórtico. Tomando como base o deslocamento global definido como limite construtivo de $h/500$ pela norma NBR8800 (ABNT,

2008), que pode ser inserido no modo de flambagem elástica, a geometria foi atualizada através desse parâmetro, assumindo a forma da linha tracejada.

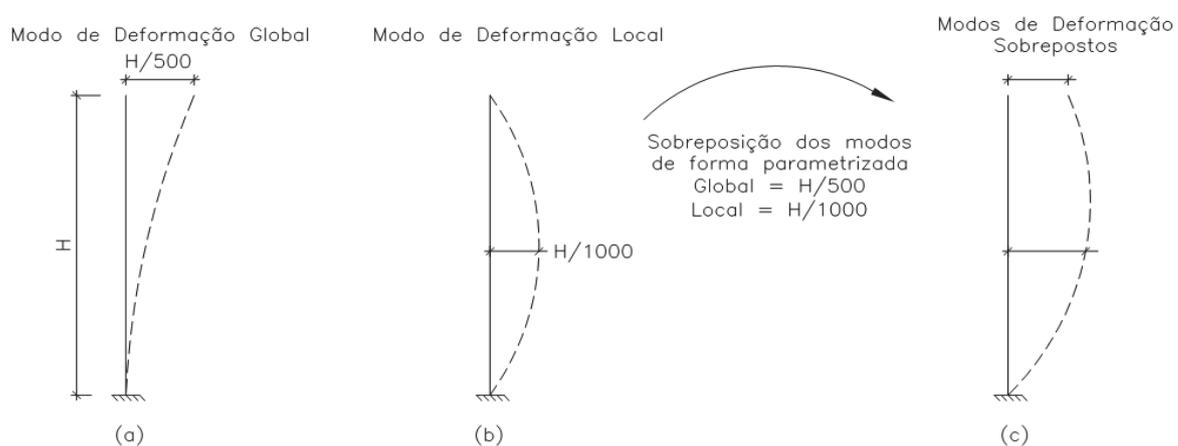
Figura 24: Deslocamento global $h/500$



Fonte: Autor, 2017.

A diferença da análise descrita no item 3.2 (c) para a análise 3.2 (d) é que a última leva em conta as imperfeições globais e locais da estrutura, ocorrendo, assim, uma sobreposição dos modos de flambagem elástica, conforme mostra a Figura 38.

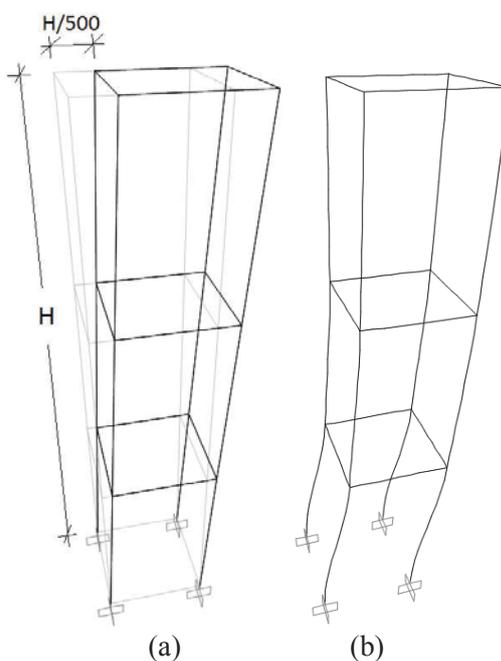
Figura 25: Sobreposição dos modos de flambagem local e global



Fonte: Autor, 2017.

A Figura 39 representa o mesmo procedimento para uma estrutura 3D. Como pode ser observado, o modo de deformação se torna mais complexo em virtude de a estrutura possuir mais conexões e elementos no espaço. Ou seja, torna-se mais distante a deformada da estrutura no modo de flambagem elástica (37-b) em comparação à apenas um deslocamento imposto no topo da coluna (37-a).

Figura 26: Estrutura 3D e o primeiro modo de deformação



Fonte: Autor, 2017.

A inserção das imperfeições nos modos de flambagem elástica, considerando os limites construtivos global de $H/500$ e local de $L/1000$ como já mencionados neste item permitirão as análises dos modelos propostos por essa metodologia e que serão apresentadas e discutidas no capítulo que segue.

3.2.5 Inserção da imperfeição através do modo de flambagem elástica

Conforme previamente comentado, o presente estudo trata da avaliação de colunas isoladas e pórticos 2D e 3D, seguindo os Métodos A, B, C e D propostos na metodologia, lembrando que o Método A foi aplicado apenas nas barras isoladas.

Uma vez que as análises com todos os métodos foram realizadas, computaram-se os esforços máximos axiais (compressão) e flexão das colunas. A determinação dos níveis de

solicitação das colunas foi feita através da aplicação de uma das equações de interação entre os esforços, definida pelo item 5.5.1.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008). Tal item apresenta duas equações para a determinação do nível de solicitação, sendo a escolha de qual será utilizada uma função do nível de solicitação axial, conforme apresentado na Figura 40.

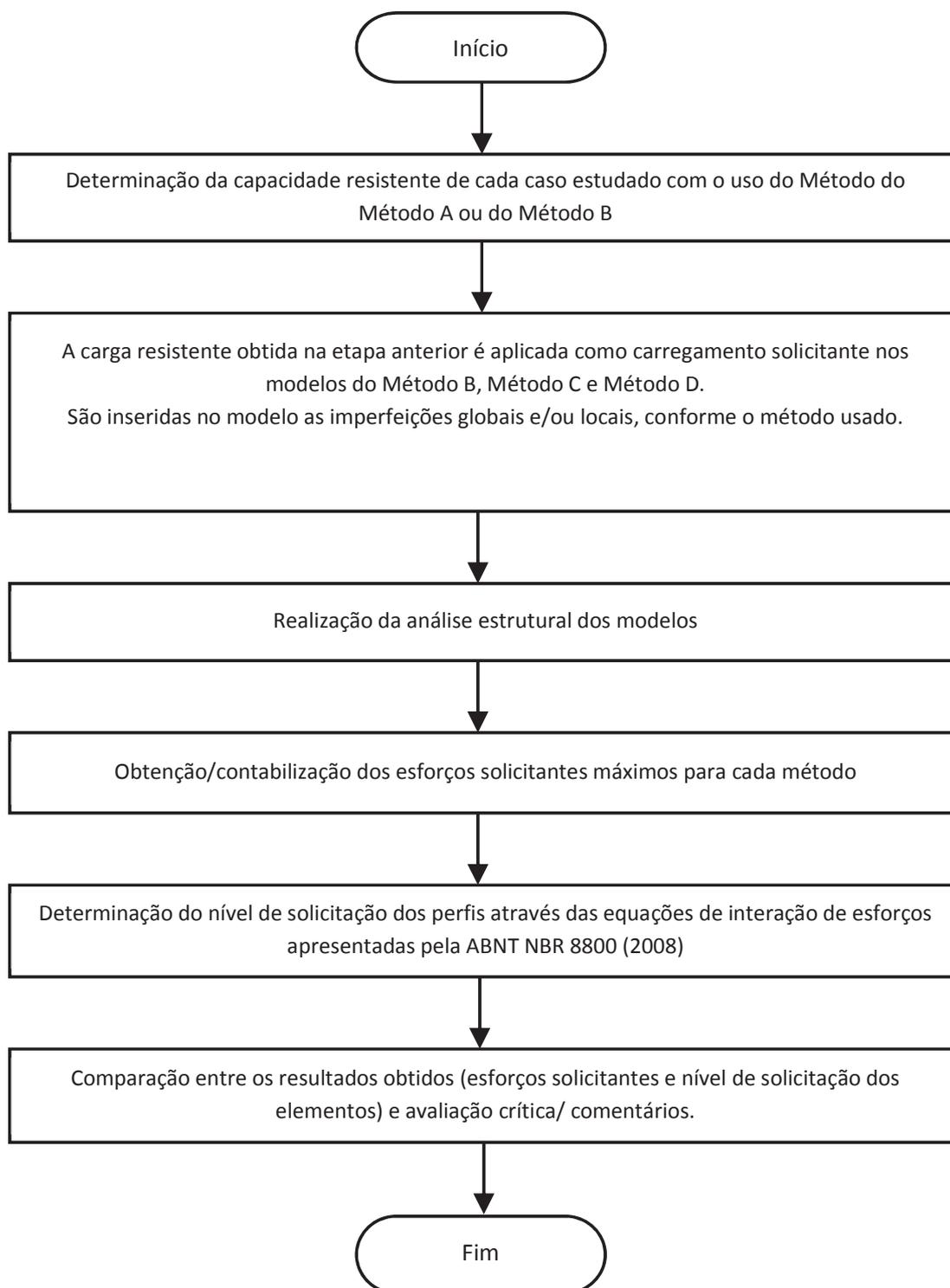
Figura 40: Equações de interação utilizada na determinação do nível de solicitação das colunas

CONDIÇÃO	EQUAÇÃO DE INTERAÇÃO
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,20$	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,20$	$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$
<p><i>Variáveis:</i></p> <p>N_{Sd} = Axial solicitante de cálculo</p> <p>N_{Rd} = Axial resistente de cálculo</p> <p>$M_{x,Sd}$ = Momento em x solicitante de cálculo</p> <p>$M_{y,Sd}$ = Momento em y solicitante de cálculo</p> <p>$M_{x,Rd}$ = Momento em x resistente de cálculo</p> <p>$M_{y,Rd}$ = Momento em y resistente de cálculo</p>	

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Uma vez definido qual o nível de solicitação das colunas para cada método, faz-se, então, um quadro comparativo dos resultados, a fim de identificar quais as principais diferenças entre eles. O fluxo de trabalho pode ser melhor entendido através da interpretação do fluxograma apresentado na Figura 41.

Figura 41: Fluxograma de organização das análises realizadas



Fonte: Autor, 2017.

Cabe destacar que, com vista a facilitar a análise e interpretação dos resultados, o peso-próprio das barras foi desconsiderado nas análises, ficando como carregamentos apenas as cargas pontuais inseridas nos modelos e ainda sem os coeficientes de combinações de cargas contemplados pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

A determinação da capacidade resistente das colunas através da aplicação do método dos comprimentos efetivos (Método A) é feita através do roteiro de cálculo apresentado no Anexo A. O valor do fator K usado em cada um dos casos foi definido conforme sugerido pela Tabela E.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008)

No Anexo B apresenta-se a metodologia de cálculo para a obtenção dos esforços solicitantes e verificação dos perfis através da metodologia da modelagem direta das imperfeições globais (Método B). No Anexo C é apresentado o mesmo procedimento para a utilização com a metodologia da inserção das imperfeições no primeiro modo de flambagem elástica global (Método C). Por fim, no Anexo D apresenta-se o procedimento com uso da análise de flambagem elástica com consideração das imperfeições globais e locais (Método D) na determinação dos esforços e verificação dos elementos.

As equações utilizadas na determinação da capacidade resistentes dos elementos para os Métodos A, B e C são aquelas indicadas nos itens 5.3 e 5.4 pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Para o Método D, a determinação da capacidade resistente das colunas à compressão é dada aplicando-se a Equação 29 previamente apresentada. A determinação da capacidade resistente à flexão segue as prescrições do item 5.4 da NBR 8800 (ABNT, 2008). Assim considerando, apresentam-se os resultados obtidos para as análises e verificações de cada um dos grupos de modelos estudados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Através da sequência de cálculo apresentada no fluxograma da Figura 40, foram realizadas as análises dos Métodos A, B, D e C nos modelos propostos. Os próximos itens apresentam esses resultados em tabelas que mostram as solicitações e resistências de cálculo para cada modelo e Método, assim como os respectivos níveis de solicitação.

4.1 Análise dos modelos de colunas isolada

Como já mencionado, a carga P aplicada nas colunas equivalem a 96% da resistência à compressão encontrada no Método A, visando a não trabalhar tão próximo do limite de carga crítica. Nos métodos B, C e D foi utilizada análise não linear para obtenção dos esforços máximos, visto que todas as colunas foram classificadas como sendo de deslocabilidade maior que 1,1 e, portanto, foi considerada a redução do módulo de elasticidade como 0,8E.

4.1.1 Colunas isoladas biarticuladas

Apresenta-se no Quadro 1 os resultados obtidos para a aplicação dos métodos de análise em cada um dos modelos avaliados de colunas biarticuladas:

Quadro 1: Resultados para aplicação dos métodos de análise (A, B, C, D) em colunas isoladas biarticuladas

MÉTODO A					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
B1	233,88	-	243,62	23,95	0,96
B2	198,50	-	206,77	30,49	0,96
B3	394,93	-	411,39	76,07	0,96
B4	452,49	-	471,34	110,09	0,96
B5	670,11	-	698,03	195,10	0,96
B6	594,07	-	618,82	233,96	0,96
MÉTODO B					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
B1	233,88	0,00	243,62	23,95	0,96
B2	198,50	0,01	206,77	30,49	0,96
B3	394,93	0,03	411,39	76,07	0,96
B4	452,49	0,05	471,34	110,09	0,96
B5	670,11	0,08	698,03	195,10	0,96
B6	594,07	0,24	618,82	233,96	0,96
MÉTODO C					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
B1	233,88	0,00	243,62	23,95	0,96
B2	198,50	0,09	206,77	30,49	0,96
B3	394,93	0,03	411,39	76,07	0,96
B4	452,49	0,05	471,34	110,09	0,96
B5	670,11	0,08	698,03	195,10	0,96
B6	594,07	0,24	618,82	233,96	0,96
MÉTODO D					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
B1	233,88	17,76	909,55	23,95	0,92
B2	198,50	16,94	1320,41	30,49	0,64
B3	394,93	44,45	2135,86	76,07	0,70
B4	452,49	97,05	2496,55	110,09	0,96
B5	670,11	144,10	3738,55	195,10	0,84
B6	594,07	155,58	4422,27	233,96	0,73

Fonte: Autor, 2017.

Analisando-se os resultados obtidos, percebe-se que os níveis de solicitação dos métodos A, B e C são praticamente iguais, demonstrando a equivalência entre ambos os procedimentos. Lembrando que no Método A, o valor de K foi adotado como 1,0. Comparando-se os resultados do Método D com os demais, percebe-se que há uma redução no nível de solicitação dos elementos, conforme o Quadro 1. A Figura 42 mostra o primeiro modo de flambagem elástica para as colunas biarticuladas, através do qual foram inseridas as imperfeições locais na barra.

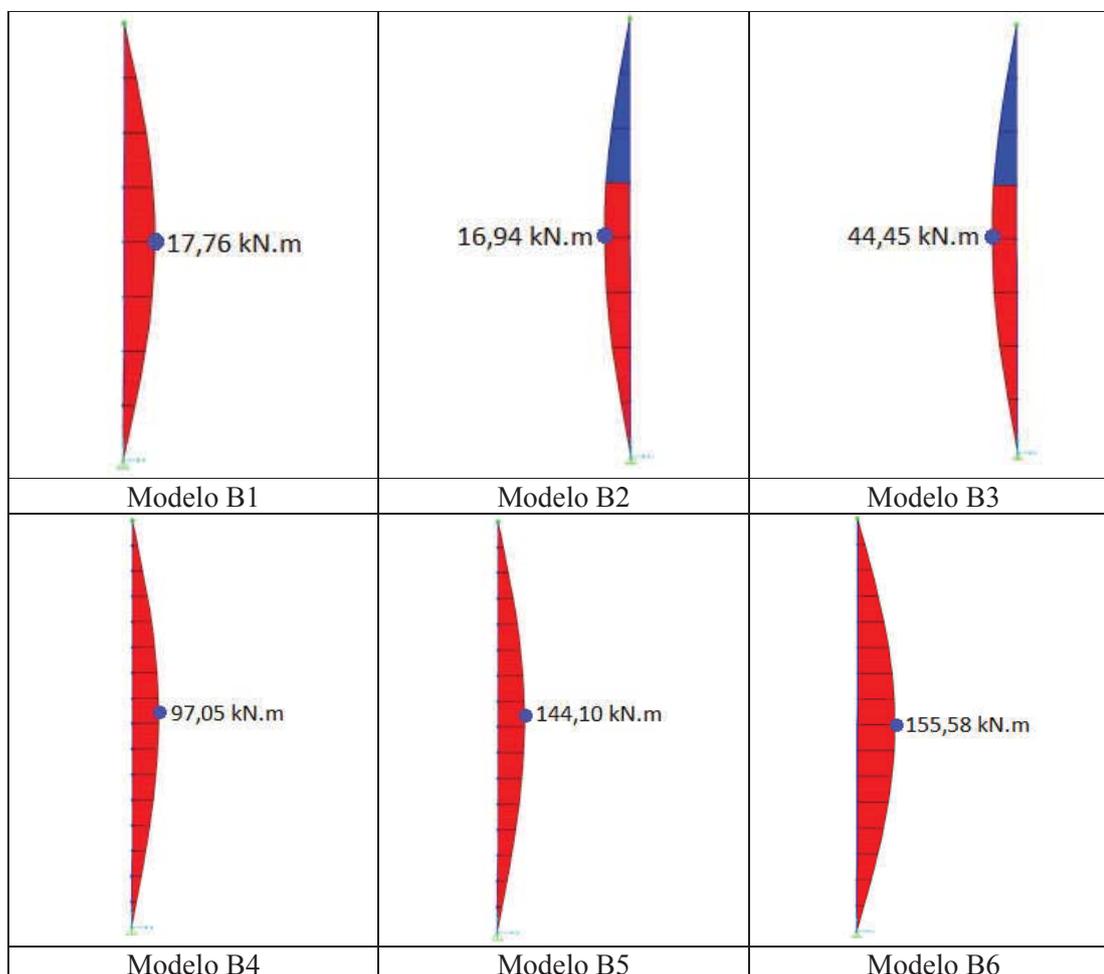
Figura 27: Primeiro modo de flambagem elástica das colunas biarticuladas



Fonte: Autor, 2017.

A Figura 43 serve para mostrar os diagramas de esforços de momentos fletores no Método D, sendo possível observar que os esforços máximos ocorreram no meio do vão.

Figura 28: Diagrama demonstrativo do Método D para colunas isoladas biarticuladas



Fonte: Autor, 2017.

4.1.2 Colunas "rígidas" na base e sem restrições no topo

Apresentam-se no Quadro 2 os resultados obtidos para a aplicação dos métodos de análise (A, B, C, D) em cada um dos modelos de colunas "rígidas" na base e sem restrições no topo avaliadas:

Quadro 2: Resultados para aplicação dos métodos de análise (A, B, C, D) em colunas "engastadas" na base e sem restrições no topo

MÉTODO A					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
E1	58,46	-	60,90	23,95	0,96
E2	49,62	-	51,69	30,49	0,96
E3	98,74	-	102,85	76,07	0,96
E4	113,12	-	117,83	110,09	0,96
E5	167,53	-	174,51	195,10	0,96
E6	148,52	-	154,71	233,96	0,96
MÉTODO B					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
E1	233,88	10,52	243,62	23,95	0,63
E2	198,50	12,26	206,77	30,49	0,60
E3	394,93	37,98	411,39	76,07	0,68
E4	452,49	59,64	471,34	110,09	0,72
E5	670,11	81,83	698,03	195,10	0,61
E6	594,07	90,68	618,82	233,96	0,58
MÉTODO C					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
E1	233,88	10,52	243,62	23,95	0,63
E2	198,50	12,26	206,77	30,49	0,60
E3	394,93	37,98	411,39	76,07	0,68
E4	452,49	59,64	471,34	110,09	0,72
E5	670,11	81,83	698,03	195,10	0,61
E6	594,07	90,68	618,82	233,96	0,58
MÉTODO D					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
E1	233,88	15,02	909,55	23,95	0,62
E2	198,50	14,99	1320,41	30,49	0,47
E3	394,93	47,28	2135,86	76,07	0,60
E4	452,49	81,32	2496,55	110,09	0,70
E5	670,11	115,55	3738,55	195,10	0,57
E6	594,07	139,23	4422,27	233,96	0,56

Fonte: Autor, 2017.

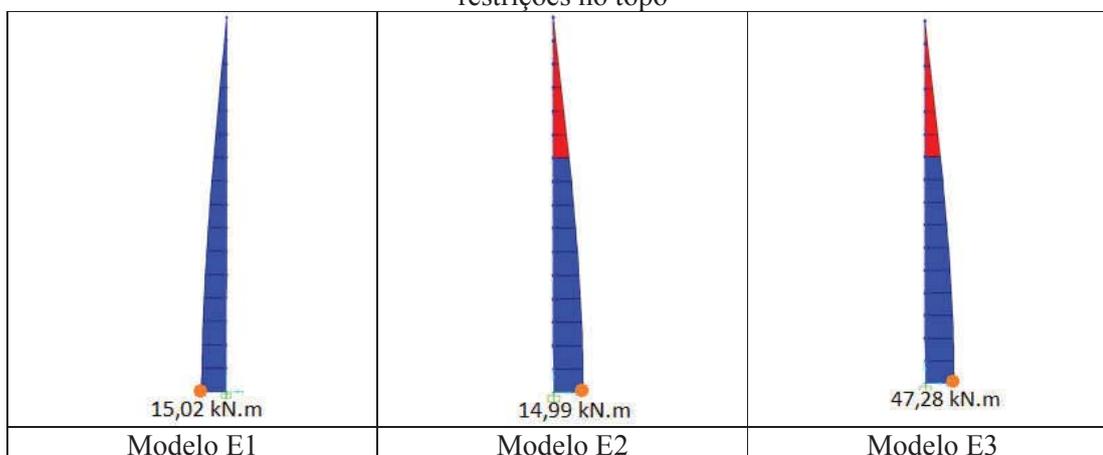
Analisando-se os resultados obtidos, percebe-se que os níveis de solicitação dos Métodos B e C apresentam equivalência em todos perfis, evidenciando que o primeiro modo de deformação global é muito próximo do deslocamento de eixo global realizado no Método B. Os resultados são bem menos conservativos que no Método A, que usou o valor de K como 2,0. Comparando-se os resultados do Método D com os demais, percebe-se que há uma considerável redução no nível de solicitação, como observa-se no Quadro 2. A Figura 45 serve para mostrar os diagramas de esforços de momentos fletores no último incremento de carga no Método D, sendo possível observar que os esforços máximos ocorreram na base engastada. A Figura 44 mostra os primeiros modos de flambagem elástica para as colunas "rígidas".

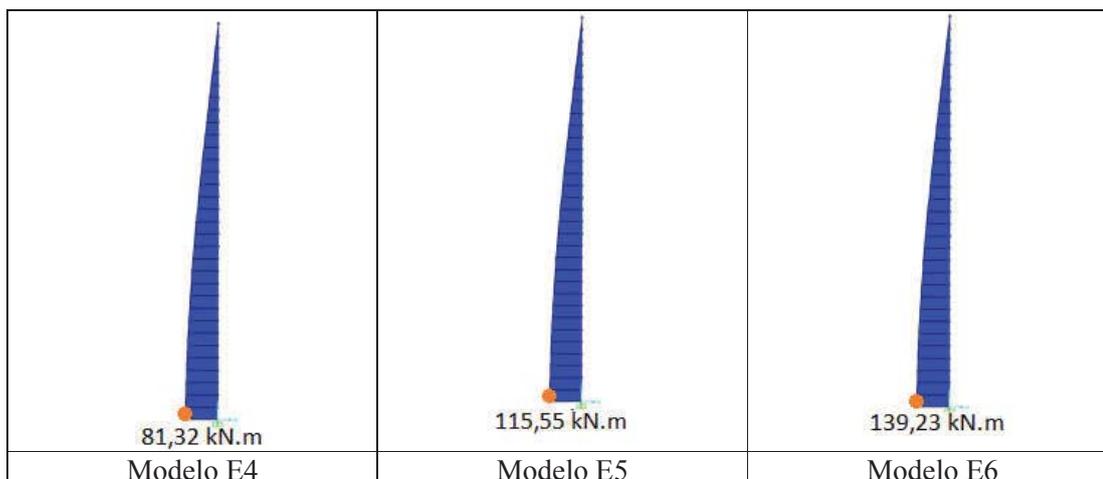
Figura 29: Primeiro modo de flambagem elástica das colunas com bases "rígidas"



Fonte: Autor, 2017.

Figura 30: Diagrama demonstrativo do Método D para colunas "rígidas" na base e sem restrições no topo





Fonte: Autor, 2017.

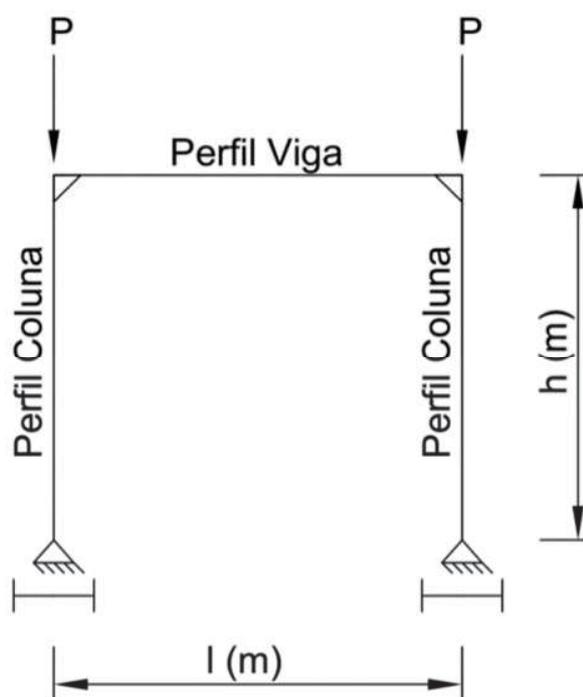
4.2 Análise dos modelos de pórticos 2D

A carga P aplicada nos pórticos 2 D equivalem a 90% da resistência à compressão encontrada no Método B, visando também a não trabalhar tão próximo do fator de carga crítica. Nos métodos B, C e D foi utilizada análise não linear para obtenção dos esforços máximos, visto que todas as colunas foram classificadas como sendo de deslocabilidade maior que 1,1 e, portanto, foi considerada a redução do módulo de elasticidade como $0,8E$. As verificações de capacidade resistente foram realizadas nas colunas.

4.2.1 Pórticos planos com bases rotuladas e ligações rígidas no topo

Foi realizada uma tentativa de análise dos modelos do item 3.5 utilizando as bases articuladas, como mostra a Figura 46. As seções dos perfis, geometria dos modelos e cargas foram tomadas iguais. Ao analisar os modelos, modificando a geometria com as imperfeições dos métodos B, C e D e realizando análise não linear de segunda ordem, verificou-se que as análises não convergiam ou os esforços de momento fletor atingiam valores muitas vezes acima do momento fletor resistente. Assim, foi constatado que esse tipo de pórtico, sem travamentos, não apresenta estabilidade. Porém, vale ressaltar que esses modelos de pórticos se analisados sem nenhuma imperfeição, não apresentariam nenhum esforço de momento fletor, por esse motivo, tendo capacidade resistente suficiente.

Figura 31: Modelos de Pórticos 2D



Fonte: Autor, 2017.

4.2.2 Pórticos planos com bases "rígidas" e ligações rígidas no topo

Apresenta-se no Quadro 3 os resultados obtidos para a aplicação dos métodos (B, C, D) de análise em cada um dos modelos avaliados de pórticos com restrição de rotação na base e sem restrições no topo:

Quadro 3: Resultados para aplicação dos métodos de análise (B, C, D) em pórticos planos com bases "rígidas" e ligações rígidas no topo

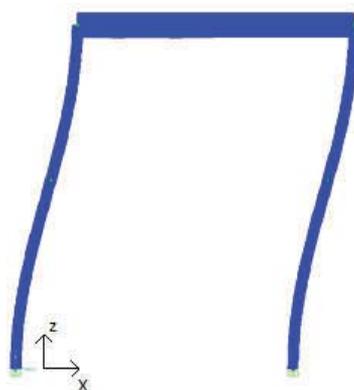
MÉTODO B					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
P1	529,96	8,41	584,23	52,99	1,05
P2	622,70	5,42	689,64	114,83	0,94
P3	990,38	81,12	1125,53	172,86	1,30
P4	1121,70	101,00	1281,13	230,34	1,27
P5	1835,63	186,99	1975,29	424,86	1,32
P6	1595,85	399,20	1884,63	530,95	1,52
P7	501,36	4,58	566,85	69,86	0,94
MÉTODO C					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
P1	529,96	8,41	584,23	52,99	1,05
P2	622,70	5,42	689,64	114,83	0,94
P3	990,38	81,12	1125,53	172,86	1,30
P4	1121,70	101,00	1281,13	230,34	1,27
P5	1835,63	186,99	1975,29	424,86	1,32
P6	1629,45	271,05	1884,63	530,95	1,32
P7	501,36	4,58	566,85	69,86	0,94
MÉTODO D					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kN-m)	P _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)	
P1	529,42	9,88	909,55	52,99	0,75
P2	622,06	7,72	1320,41	114,83	0,53
P3	1038,64	71,88	2135,86	172,86	0,86
P4	1193,94	112,09	2496,55	230,34	0,91
P5	1823,23	180,44	3136,36	424,86	0,96
P6	1630,61	285,45	4422,27	530,95	0,85
P7	500,82	4,68	1047,55	69,86	0,54

Fonte: Autor, 2017.

Analisando-se os resultados obtidos, percebe-se que os níveis de solicitação dos Métodos B e C apresentam equivalência em todas as colunas. Comparando-se os resultados do Método D com os demais, é possível notar que há uma considerável redução no nível de solicitação em todas as colunas. A Figura 48 serve para mostrar os diagramas de esforços de momentos fletores no Método D, sendo possível observar que os esforços máximos ocorreram

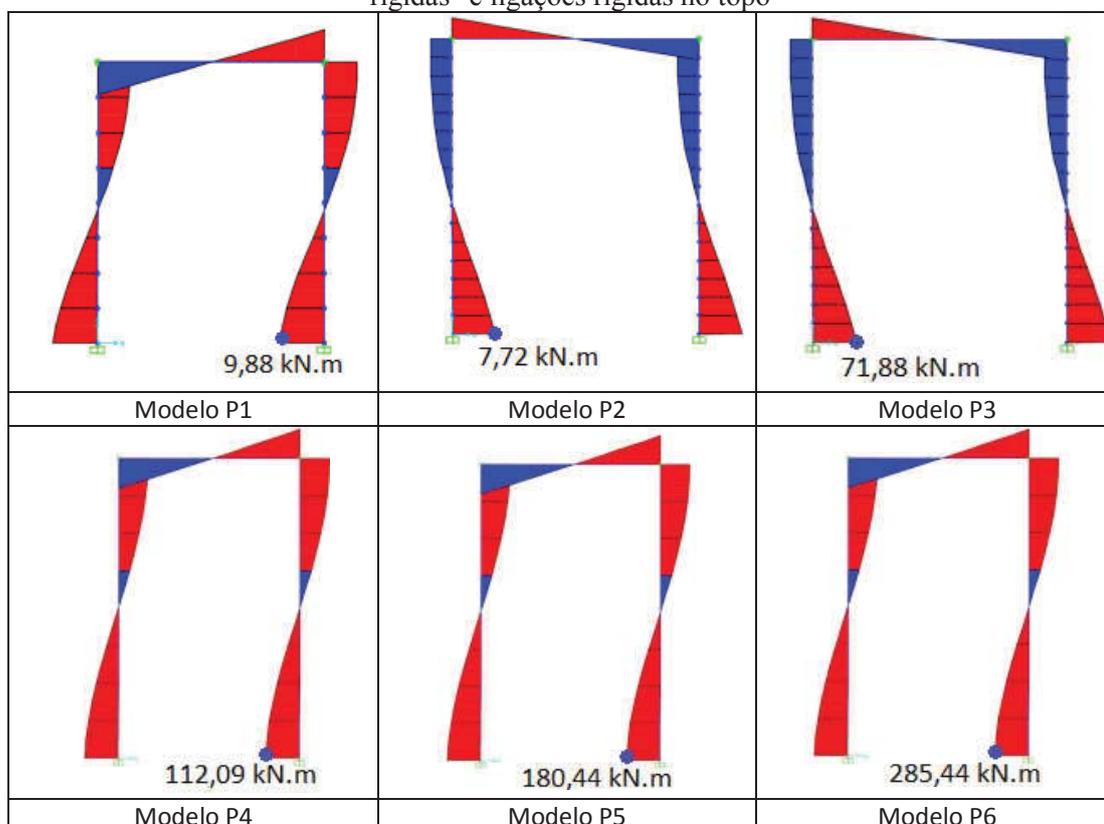
na base engastada. A Figura 47, por sua vez, mostra os primeiros modos de flambagem elástica para as colunas com bases rígidas.

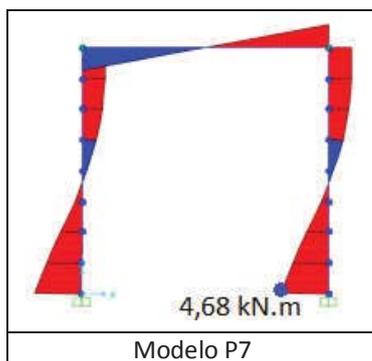
Figura 32: Primeiro modo de flambagem elástica das colunas "rígidas"



Fonte: Autor, 2017.

Figura 33: Diagrama demonstrativo do Método D para pórticos planos com bases "rígidas" e ligações rígidas no topo





Fonte: Autor, 2017.

4.2.3 Análise dos modelos de pórticos 3D

Os modelos P1, P2 e P3 reproduzem as estruturas analisadas por Ficanha (2012) sendo que foram classificados como de baixa deslocabilidade (menor que 1,1) e, portanto, analisados com análise linear (exceto Método D). Já nos modelos P4 e P5 foram aplicadas cargas mais próximas aos limites críticos de estabilidade e resistência. Foi calculada a resistência das colunas à compressão e as cargas utilizadas ficaram próximas desse limite de resistência. Como resultado a deslocabilidade da estrutura foi maior que 1,1, sendo necessária a análise de segunda ordem para obtenção dos esforços e redução do módulo de elasticidade para $0,8E$. As capacidades resistentes e esforços referem-se apenas às colunas.

Apresenta-se no Quadro 4 os resultados obtidos para a aplicação dos métodos (B, C, D) de análise em cada um dos modelos avaliados de pórticos 3D com restrição de deslocamentos e rotação na base e ligações rígidas:

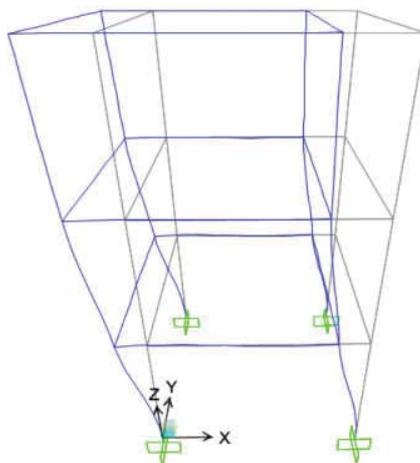
Quadro 4: Resultados para aplicação dos métodos de análise (B, C, D) em pórticos planos com bases "engastadas" e ligações rígidas no topo

MÉTODO B					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{s,d} (kN)	M _{s,d} (kN-m)	P _{R,d} (kN)	M _{R,d} (kN-m)	
P1	121,96	0,60	3718,15	521,65	0,03
P2	165,91	0,76	3718,15	521,65	0,05
P3	216,61	1,01	3718,15	521,65	0,06
P4	3543,67	32,28	3718,15	521,65	1,01
P5	3773,65	40,50	3718,15	521,65	1,08
MÉTODO C					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{s,d} (kN)	M _{s,d} (kN-m)	P _{R,d} (kN)	M _{R,d} (kN-m)	
P1	121,99	0,92	3718,15	521,65	0,03
P2	166,31	1,19	3718,15	521,65	0,05
P3	217,02	1,63	3718,15	521,65	0,06
P4	3599,82	52,57	3718,15	521,65	1,06
P5	3778,29	64,49	3718,15	521,65	1,13
MÉTODO D					
Modelo Avaliado	Solicitações de cálculo		Resistências de cálculo		Nível de Solicitação
	P _{s,d} (kN)	M _{s,d} (kN-m)	P _{R,d} (kN)	M _{R,d} (kN-m)	
P1	121,90	1,22	4478,73	521,65	0,03
P2	166,25	1,79	4478,73	521,65	0,04
P3	216,51	2,23	4478,73	521,65	0,05
P4	3581,15	61,14	4478,73	521,65	0,90
P5	3774,75	73,24	4478,73	521,65	0,97

Fonte: Autor, 2017.

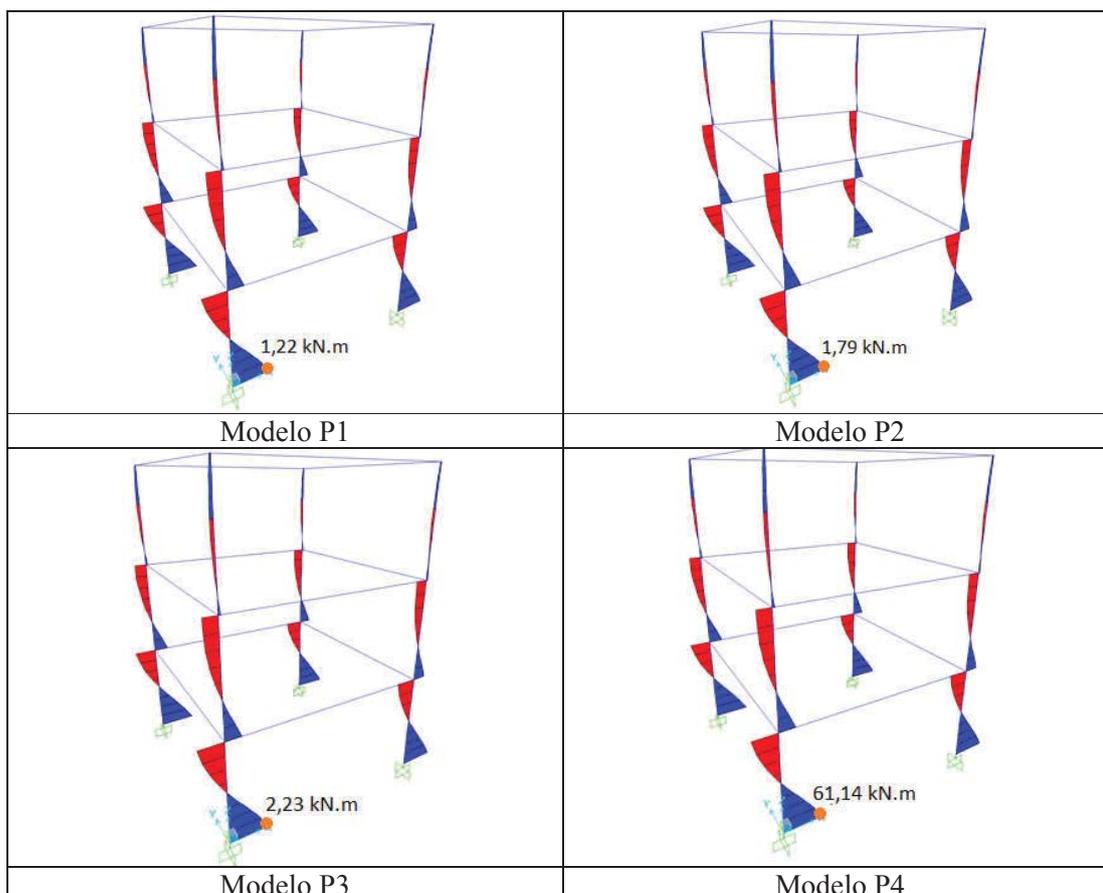
Analisando-se os resultados obtidos, percebe-se que os níveis de solicitação dos Métodos B e C não apresentam equivalência. Comparando-se os resultados do Método D com os demais, percebe-se que há uma considerável redução no nível de solicitação. A Figura 50 serve para mostrar os diagramas de esforços de momentos fletores no Método D, sendo possível observar que os esforços máximos ocorreram na base engastada, sendo similares para todos os pórticos 3D aqui avaliados. A Figura 49, por sua vez, mostra os primeiros modos de flambagem elástica para os pórticos 3D, sendo que as deformadas são iguais em todos os modelos.

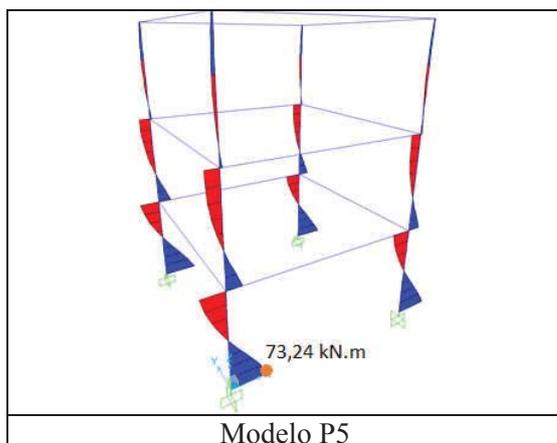
Figura 34: Primeiro modo de flambagem elástica dos pórticos 3D



Fonte: Autor, 2017.

Figura 50: Diagrama demonstrativo do Método D para pórticos planos com bases "engastadas" e ligações rígidas no topo





Fonte: Autor, 2017.

Como a estrutura tem pavimentos e mais conexões que os pórticos 2D, o modo de flambagem elástica apresentou diferença com relação ao deslocamento global da estrutura realizado no Método B, ocasionando esforços e níveis de sollicitações diferentes, sendo estes maiores no Método C. Nos pórticos 3D, pode-se perceber que seria possível uma redução das seções transversais ao comparar o Método D com os métodos B e C. As estruturas moduladas facilitam os entendimentos dos modos críticos de flambagem elástica global e local, sendo que em estruturas mais complexas mais estudos são necessários.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram analisadas as alternativas de inclusão de imperfeições iniciais para a análise de segunda ordem, conforme preconizam as normas NBR 8800 (ABNT, 2008) e ANSI/AISC 360 (2016). As alternativas foram: (A) análise de barras isoladas utilizando o coeficiente de flambagem K , (B) inclusão de deslocamento lateral inicial, (C) inclusão de deslocamento lateral inicial através do primeiro modo de flambagem elástica, e, por fim, (D) a inclusão da imperfeição global e local através do primeiro modo de flambagem elástica normalizando a deformação pelo valor da imperfeição limite.

A aplicação dessas alternativas na análise dos modelos considerados - colunas isoladas e pórticos 2D e 3D - permite para o escopo aqui analisado as seguintes conclusões:

1) Em relação ao Método A:

a) o uso do coeficiente de flambagem K leva a resultados muito conservadores;

b) nas análises de barras isoladas biarticuladas (item 4.1.1), os resultados comparados com os Métodos B e C foram iguais em virtude do coeficiente de flambagem ser $K=1,0$. Já as análises do Método D mostraram valores de solicitação dos perfis inferiores;

c) as análises de barras isoladas "rígidas" na base mostraram o quanto conservativo é o valor de flambagem $k=2,0$. Os resultados comparativos dos métodos B, C e D mostram níveis de solicitação inferiores.

2) Em relação ao Métodos B e C:

a) os resultados obtidos nos métodos B e C foram equivalentes em todas as análises de barras isoladas e pórticos 2D, mostrando a proximidade na inserção das imperfeições conforme cada método nesses tipos de estruturas, favorecidos pelo fato de que as mesmas não tinham grandes complexidades em termos de geometria.

b) nos pórticos 3D as análises dos métodos B e C resultaram diferentes em valores de esforços e, conseqüentemente, nas solicitações. Estruturas mais complexas e com conexões interpavimentos possuem a deformada produzida pelo modo de flambagem elástica global (Método C) mais distante do Método B, que considera apenas um deslocamento linear para contar como desaprumo da linha de eixo.

c) em todas as análises (barras isoladas, pórticos 2D e 3D) os resultados dos métodos B e C foram mais conservativos que no Método D;

3) Em relação ao Método D:

a) conforme já mencionado anteriormente, em todas as análises o método D se mostrou menos conservativo. Não é possível afirmar que o método D sempre resulte em níveis de solicitações menores, pois depende de vários fatores incluídos na análise. Cabe salientar que a carga resistente dos perfis também é maior devido ao fato de não considerar a redução através do fator χ . Porém, o uso correto do método, que ainda é novo para a maioria dos engenheiros, leva a uma análise mais precisa, e se assim for, pode gerar economia no dimensionamento dos perfis.

b) nos pórticos 3D, todas as análises resultaram como o Método D sendo mais conservativo, o que foi ajudado também em virtude da consideração do diafragma rígido nos pavimentos, o que contribui consideravelmente na redução dos esforços de momentos fletores.

Convém pontuar, ainda, que o uso dos Métodos B, C e D têm como base os limites construtivos prescritos na NBR8800 (ABNT, 2008). Sendo assim, a estrutura disposta na obra deve atender esses limites. A realidade é que a maioria das obras não são fiscalizadas e, portanto, é difícil assegurar o controle destes limites.

De modo geral, respondendo ao objetivo deste estudo, pode-se dizer que as imperfeições e a interpretação dos modos de flambagem têm influência significativa na estabilidade e na determinação da capacidade resistente segundo a NBR8800 (ABNT, 2008), visto que as formas de consideração das mesmas alteram significativamente essas capacidades.

Quanto aos demais objetivos fixados neste trabalho, conclui-se que:

a) a inclusão das imperfeições nos modos de flambagem elástica não é simples, porém, o avanço dos softwares de cálculo estrutural torna sua utilização mais precisa;

b) a facilidade da análise nos softwares permite uma rápida variação das imperfeições conforme a ordem desejada;

c) a inserção das imperfeições modeladas de forma direta na estrutura permite resultados mais precisos, não precisando de curvas de dimensionamento;

d) o cálculo da resistência à compressão se torna mais simples e não depende de coeficientes de ajustes como as curvas de dimensionamento ou coeficiente K de flambagem;

e) a consideração das imperfeições é de crucial importância no cálculo da capacidade resistente dos perfis, já que é possível concluir que as forças de fato não atuam sobre geometria lineares, sendo necessária a análise da estrutura em sua geometria deformada. A não consideração das imperfeições não produz os efeitos e esforços que realmente acontecem na estrutura, ocasionando erros na capacidade resistente dos perfis e não considerando problemas de instabilidade estrutural.

Finalizando-se este trabalho, infere-se, ainda, que não é possível afirmar que o método D leva a uma redução de material em todas as estruturas, porém, o método é o mais preciso, uma vez que a modelagem das imperfeições é direta. Como é necessário o uso de análise avançada de estruturas, a precisão do método também depende do domínio do engenheiro calculista. O método ainda precisa ser conhecido e estudado, visto que ainda é pouco utilizado, ao menos na realidade do cálculo estrutural no Brasil.

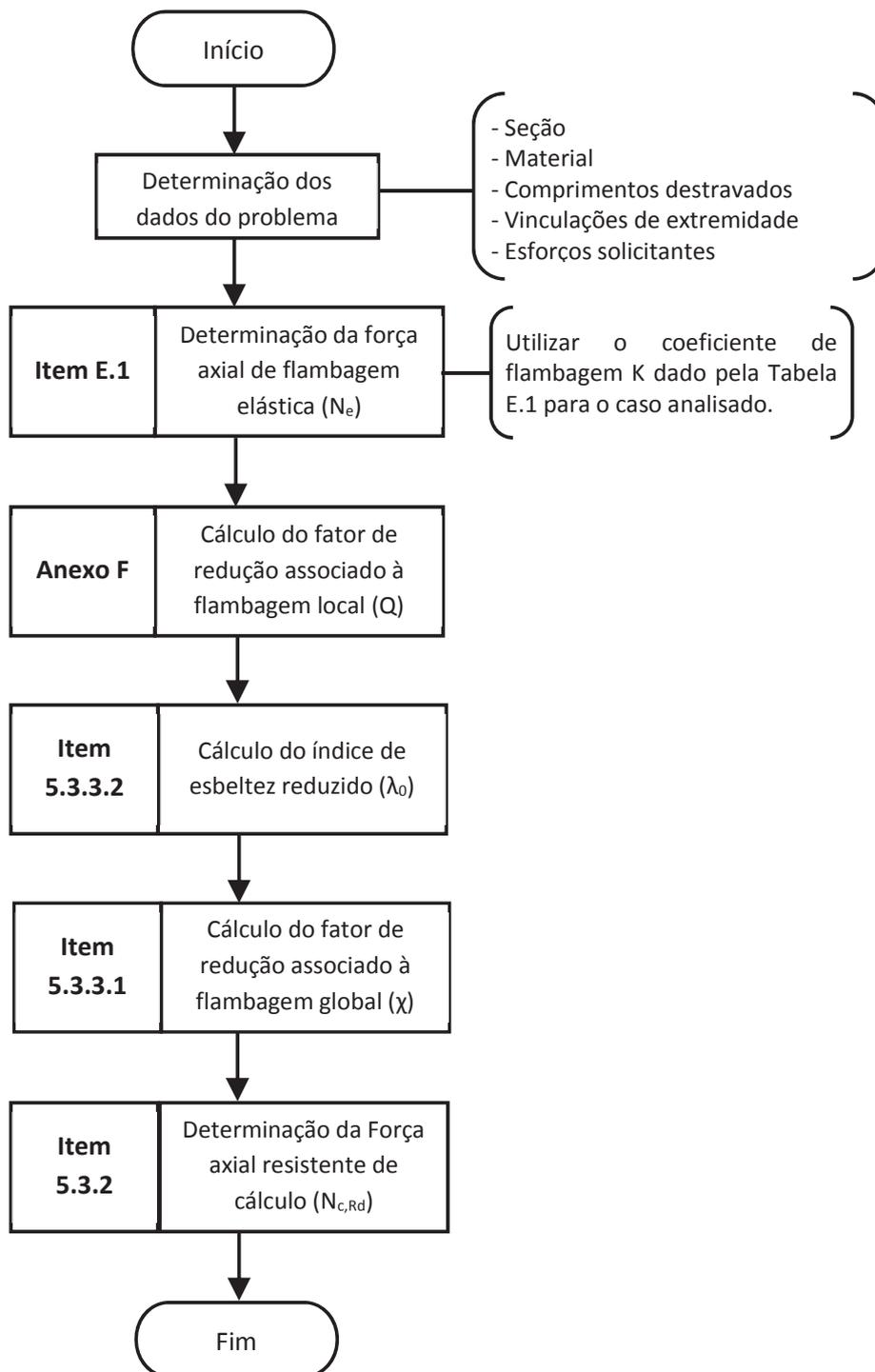
Como contribuição deste estudo ao contexto acadêmico e profissional da Engenharia Civil, ratifica-se que a proposta da ANSI/AISC 360 (2016) preconiza o uso das imperfeições locais e globais na análise estrutural, assim como já definido no Eurocode 3 (2011) e no Hong Kong Code (2011). Nesse sentido a NBR8800 (ABNT, 2008) precisa de uma revisão urgente para se adequar ao contexto internacional. Por fim, sugere-se que mais estudos são necessários, visando englobar diferentes tipos de carregamentos e incrementar complexidades de geometrias das estruturas. Se as ferramentas computacionais permitem a análise avançada utilizando parâmetros mais criteriosos, também é necessário o responsável pelo dimensionamento ter conhecimento necessário para a aplicação do método.

REFERÊNCIAS

- ABNT. 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, 1986
- ABNT. 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.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio: procedimento Rio de Janeiro, 2010.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- AISC. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC 360**: Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. Chicago, 2010.
- AISC. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC 360**: Load and resistance factor design specification for structural steel buildings. Chicago, 2016.
- ALMEIDA, S. J. de C. **Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- ALVARENGA, R. A.; SILVEIRA, R. A. M. A configuração geométrica inicial da análise avançada de portais planos de aço. **Revista Escola de Minas**, Ouro Preto, v. 59, n.2, p. 185-197, 2006.
- CÉSAR, M. T. B. **Estudos paramétricos sobre a instabilidade de pórticos metálicos bidimensionais e tridimensionais**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2004.
- CHAN, S. L.; HUANG, H. Y.; FANG, L. X. Advanced analysis of imperfect portal frames with semirigid base connections. **Journal of Engineering Mechanics**, San Diego, United States, v. 131, n. 6, p. 633-640, 2005.
- EUROCODE. **Eurocode 3**: Design of steel structures. CEN, Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- FERNANDEZ, P. Practical methods for critical load determination and stability evaluation of steel structures. 2013. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Civil) – Universidade do Colorado, Colorado, 2013.

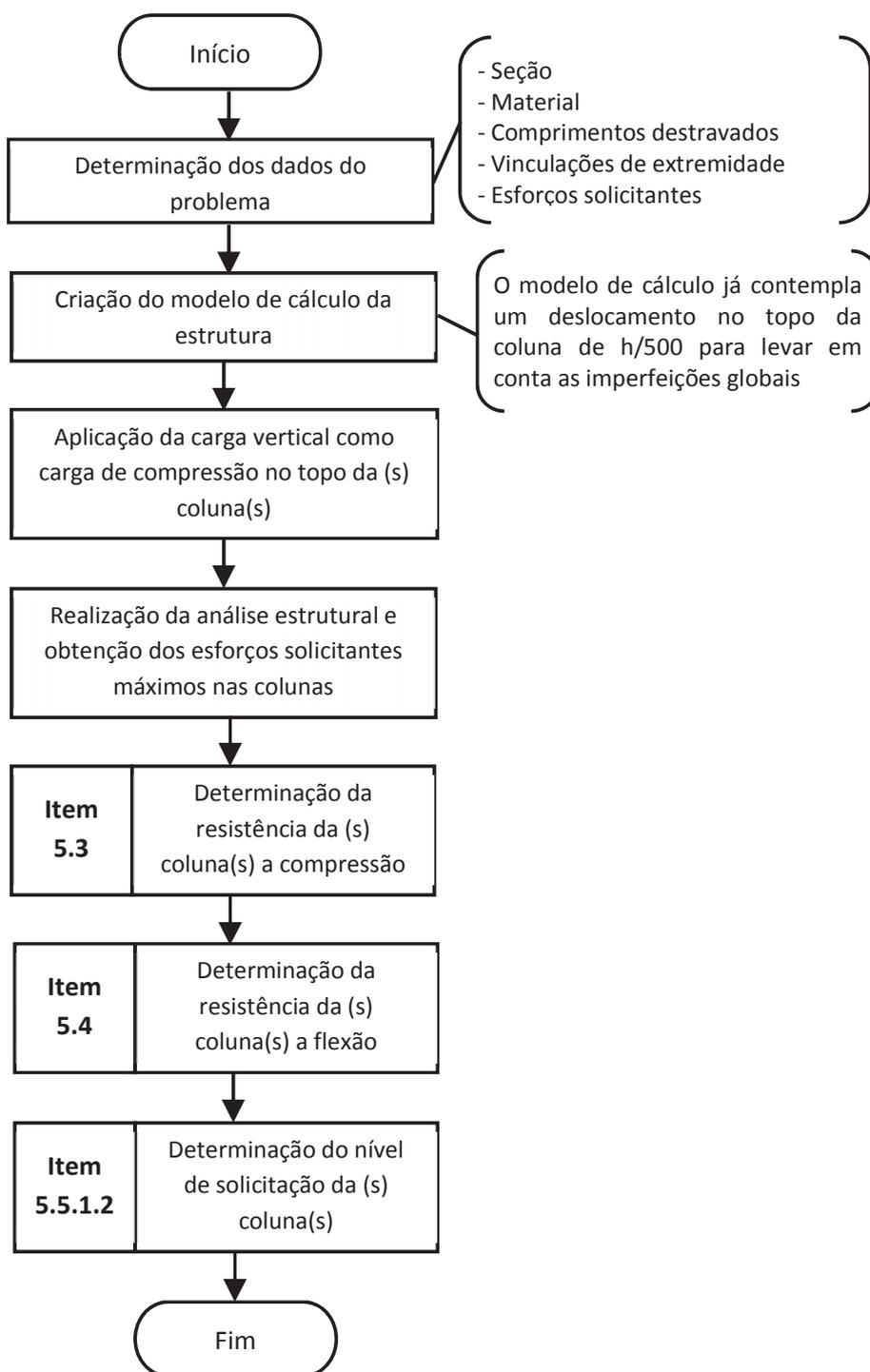
- FICANHA, R. **Avaliação da análise de segunda ordem em modelos tridimensionais em estruturas de aço considerando irregularidades de geometria**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2012.
- GERE, J. M.; GOODNO, B. J. **Mechanics of materials**. Canada: Cengage Learning, 2009.
- HONG KONG CODE. **Code of practice for the structural use of steel**. Hong Kong, 2011.
- KALA, Z. Sensitivity analysis of steel plane frames with initial imperfections. **Engineering Structures**, Brno, v. 33, n. 8, p. 2342-2349, 2011.
- KOUNADIS, A. N.; ECONOMOU, A. F. The effects of initial curvature and other parameters on the nonlinear buckling of simple frames. **Journal of structural mechanics**, London, v. 12, n. 1, p. 27-42, 1984.
- MARTHA, Luiz. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Elsevier Brasil, 2010.
- ROCHA, P. A. S. **Análise inelástica de segunda ordem de estruturas metálicas com ligações semi-rígidas**. 2006. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.
- SAP2000. "Structural Analysis Program". Computers & Structures, Inc., 2016.
- SHAYAN, S. **System reliability-based design of 2D steel frames by advanced analysis**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - University of Sydney, Sydney, Australia, 2013.
- SHAYAN, S.; RASMUSSEN, K. J. R.; ZHANG, H. On the modelling of initial geometric imperfections of steel frames in advanced analysis. **Journal of Constructional Steel Research**, Sydney, Australia, v. 98, p. 167-177, 2014.
- SILVA, R. G. L. **Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2004.
- SILVA, V. P. Sobre a instabilidade de barras de aço sob compressão. **Revista da Estrutura de Aço**, São Paulo, v. 5, p. 79-98, 2016.
- VRYZIDIS, I.; STEFANO, G.; PAPADOPOULOS, V. Stochastic stability analysis of steel tubes with random initial imperfections. **Finite Elements in Analysis and Design**, Texas, v. 77, p. 31-39, 2013.
- YUAN, Z. **Advanced analysis of steel frame structures subjected to lateral torsional buckling effects**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - University of Technology, Queensland, Australia, 2004.
- ZHANG, Y. et al. Practical advanced design considering random distribution of initial geometric imperfections. **Advances in Structural Engineering**, India, v. 14, n. 3, p. 379-389, 2011.

ANEXO A: Determinação da capacidade resistente à compressão pelo método do comprimento efetivo (Método A) com a utilização da ABNT NBR 8800 (2008)



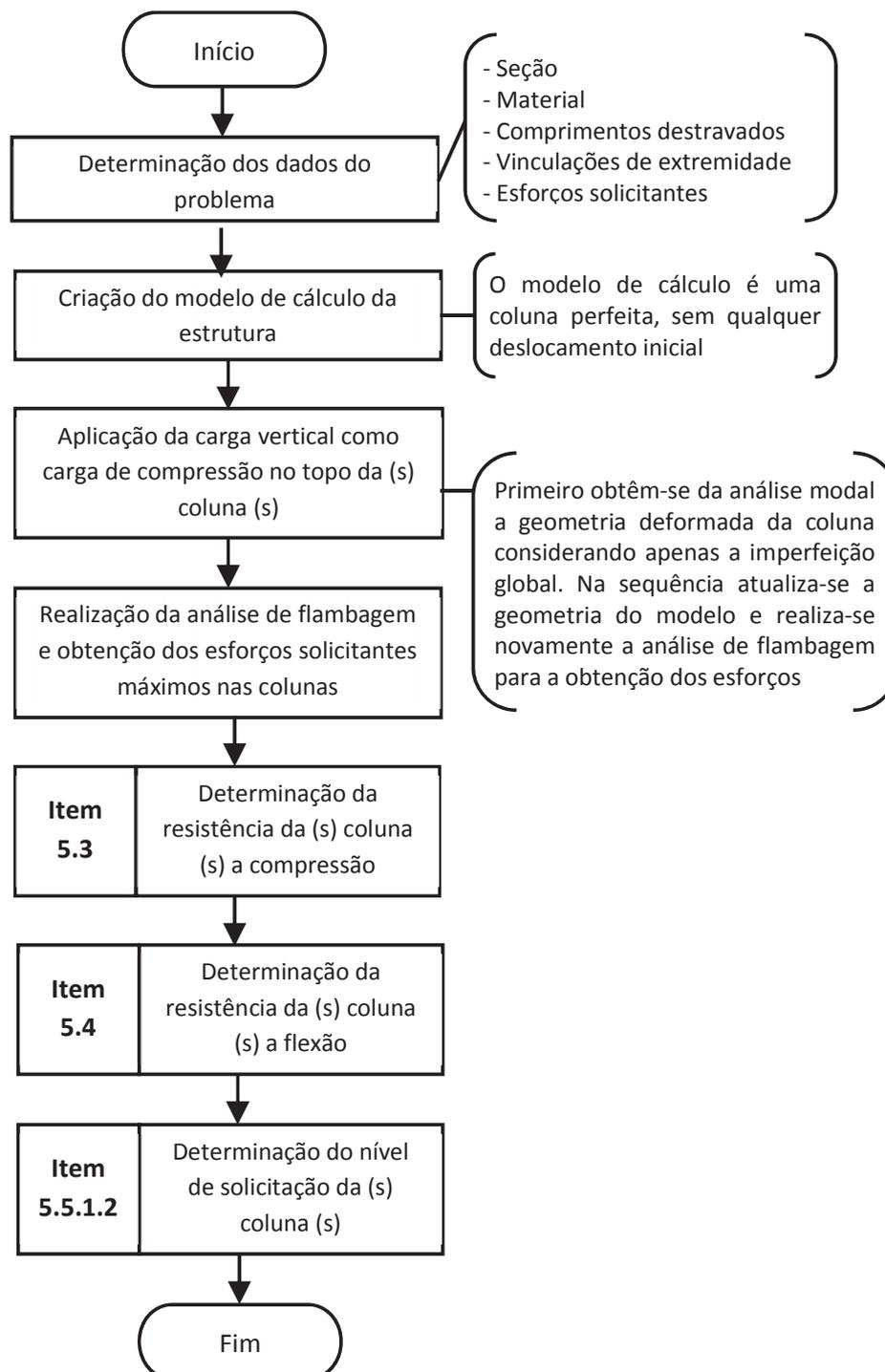
OBS: Os itens citados no fluxograma são os itens da norma onde baseia-se cada etapa.

ANEXO B: Determinação dos esforços solicitantes pelo Método B e verificação dos elementos pela ABNT NBR 8800 (2008)



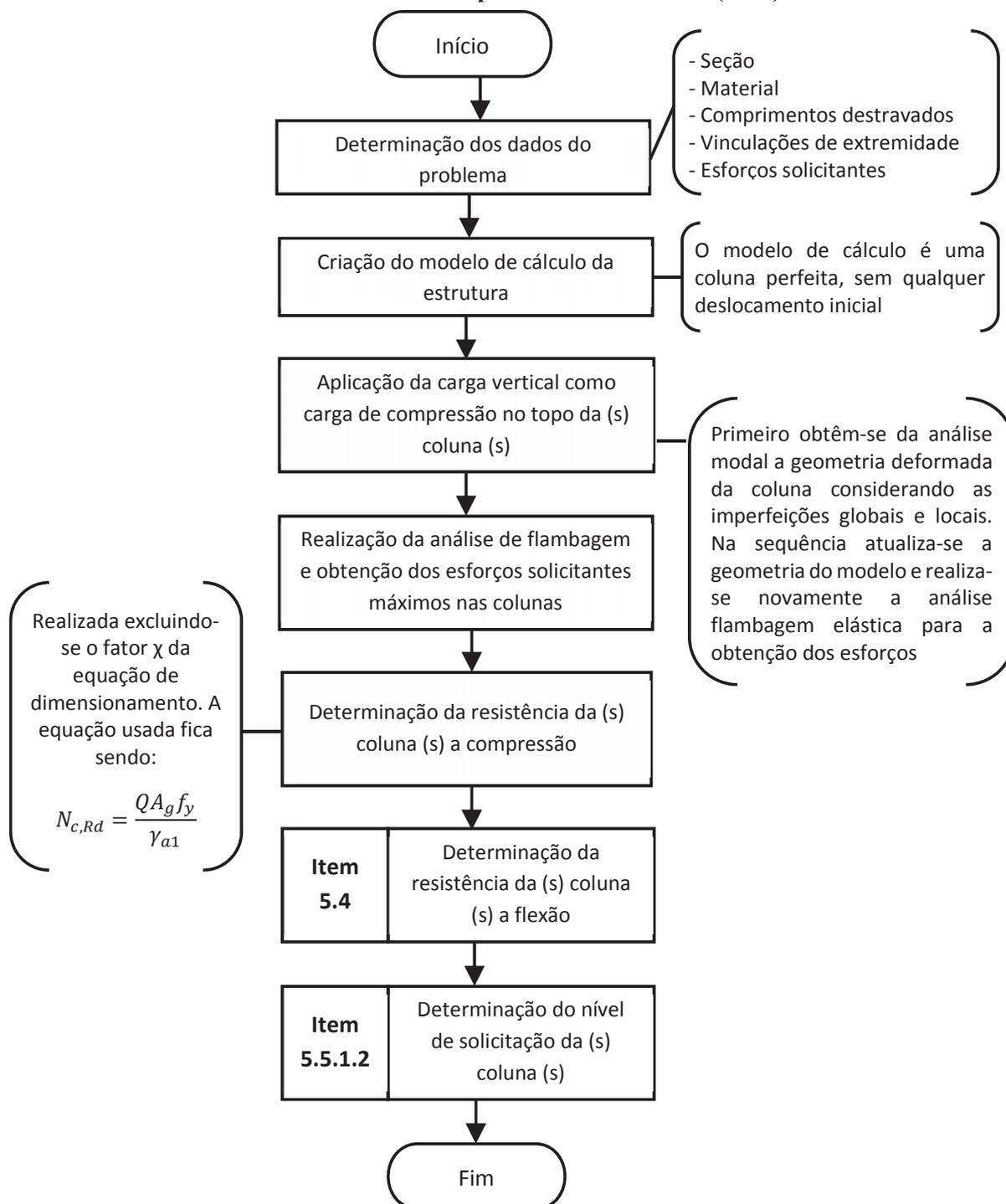
OBS: Os itens citados no fluxograma são os itens da norma onde baseia-se cada etapa.

ANEXO C: Determinação dos esforços solicitantes pelo Método C e verificação dos elementos pela ABNT NBR 8800 (2008)



OBS: Os itens citados no fluxograma são os itens da norma onde baseia-se cada etapa.

ANEXO D: Determinação dos esforços solicitantes pelo Método D e verificação dos elementos pela ABNT NBR 8800 (2008)



OBS: Os itens citados no fluxograma são os itens da norma onde baseia-se cada etapa.