

Universidade Federal de Ouro Preto

Escola de Minas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PROPEC

Dissertação

Confiabilidade de Pórticos Planos de Aço Projetados Por Análise Avançada

Endersom Lisboa Nadir

Ouro Preto

2020



UFOP



Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



CONFIABILIDADE DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO PROJETADOS POR ANÁLISE AVANÇADA

Endersom Lisboa Nadir

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil; Área de Concentração: Estruturas e Construção.

Orientadores: Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas
Profa. Dra. Andréa Regina Dias da Silva

Campus Morro do Cruzeiro
Ouro Preto, MG – Brasil
Agosto, 2020

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

N136c Nadir, Endersom Lisboa .

Confiabilidade de pórticos planos de aço projetados por análise avançada. [manuscrito] / Endersom Lisboa Nadir. - 2020.
86 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientadora: Profa. Dra. Andréa Regina Dias da Silva.

Coorientador: Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas.

Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro Preto. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção.

1. Confiabilidade (Engenharia) . 2. Análise estrutural (Engenharia). 3. Pórticos estruturais - Metálicos Planos. 4. MATLAB (Programa de computador). 5. MASTAN2 (programa de computador). I. Freitas, Marcílio Sousa da Rocha. II. Silva, Andréa Regina Dias da. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624.01

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB: 1716



FOLHA DE APROVAÇÃO

Endersom Lisboa Nadir

Confiabilidade de pórticos planos de aço projetados por análise avançada

Membros da banca

Marcílio Sousa da Rocha Freitas - D.Sc. - UFOP
Andréa Regina Dias da Silva - D.Sc. - UFOP
André Luis Riqueira Brandão - D.Sc. - UNIFEI
Ricardo Azoubel da Mota Silveira - D.Sc. - UFOP

Versão final

Aprovado em 27 de agosto de 2020

De acordo

Orientador



Documento assinado eletronicamente por **Marcílio Sousa da Rocha Freitas, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 05/10/2020, às 19:44, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **0090005** e o código CRC **A5AA567B**.

Referência: Caso responda este documento, indicar expressamente o Processo nº 23109.007393/2020-21

SEI nº 0090005

R. Diogo de Vasconcelos, 122, - Bairro Pilar Ouro Preto/MG, CEP 35400-000
Telefone: 3135591546 - www.ufop.br

Agradecimentos

A Deus e a Nossa Senhora, por iluminarem meus caminhos, guiarem meus passos me dando força e coragem.

Aos meus pais e irmãos, em especial minha mãe Ana, pela confiança, dedicação, incentivo e o enorme apoio em todas as etapas da minha vida.

Aos meus orientadores, em especial Marcílio Sousa da Rocha Freitas, pela orientação, compreensão, paciência e apoio desprendidos durante a elaboração deste trabalho.

Ao Mestre Danilo Luiz Santana Mapa, pelos ensinamentos, disponibilidade e pelos recursos cedidos para a realização deste trabalho.

Aos professores que fizeram parte da minha formação profissional e pessoal. Em especial àqueles do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PROPEC / UFOP) pela atenção e ensinamentos.

Agradecimento especial a Ana Carolina Ferreira e Tamara Coelho Cruz e suas famílias, pelo apoio e amizade.

Aos meus tios, Lúcia, Monego e Rita, pelo apoio e suporte, durante toda minha moradia em Ouro Preto.

A minha prima Daiana pela amizade, apoio e companheirismo.

E aos amigos mais que especiais, Amanda, Andressa, Bruno, Cris, Fernando Pillon, Henrique, Hortênsia, Isabela, Jackson, Lucas, Luma, Maicon, Marcela Nicolato, Marcela Santos, Marina, Otávio, Rafaela, Reinaldo, Sarah, Sofia, pelos estudos, amizade, pela ajuda e principalmente pelos vários momentos de descontração.

A todos que, direta ou indiretamente, colaboraram na elaboração deste trabalho.

À CAPES e à UFOP pelo auxílio financeiro.

Resumo

A prática atual de projetos de estruturas de aço baseada em verificações de segurança de membros individuais é a mais utilizada. A abordagem designada projeto por análise avançada vem sendo incorporada nas normas de projeto em todo o mundo, como na norma americana AISC 360-10. No entanto, mesmo os métodos de análise mais sofisticados não podem prever com segurança o desempenho real de uma estrutura devido às incertezas presentes nas variáveis básicas do projeto. Para levar em consideração tais incertezas e garantir um nível de confiabilidade estrutural alvo, um coeficiente de ponderação da resistência para o sistema é aplicado pelas normas. Neste trabalho, avalia-se a confiabilidade do sistema de pórticos planos de aço, sujeitos a cargas gravitacionais, com ligações rígidas, por meio da análise avançada (análise inelástica de segunda ordem), onde os efeitos da não linearidade geométrica e não linearidade física são considerados, bem como as imperfeições geométricas iniciais e tensões residuais. Utilizou-se uma versão do programa computacional de confiabilidade desenvolvido por Mapa (2016), em linguagem MATLAB®. A análise de confiabilidade é realizada com base no método de confiabilidade *First Order Reliability Method* (FORM), que atua interativamente com o programa MASTAN2, para as análises estruturais inelásticas de segunda ordem. Discutiu-se a segurança das estruturas por meio do índice de confiabilidade para estados limites últimos de resistência. Compararam-se os resultados com os obtidos por outros autores e discutem-se as implicações de confiabilidade dessa metodologia e a adequação do coeficiente de ponderação da resistência aplicado ao sistema. O método inelástico de segunda ordem apresentou resultados em termos de índices de confiabilidade do sistema consistentes e mais uniformes em relação ao Método dos Estados Limites. No entanto, considerando que as consequências do colapso do sistema são maiores que a falha de membros isolados, pode ser desejável se adotar um coeficiente de ponderação da resistência menor do que 0,9 (conforme o AISC 360-10), como utilizado neste trabalho.

Palavras-Chave: Confiabilidade Estrutural, Análise Estrutural Avançada, Pórticos Metálicos Planos, FORM, MATLAB, MASTAN2.

Abstract

The current practice of steel structure designs based on individual member safety checks is the most widely used. The so-called advanced analysis design approach has been incorporated into design codes worldwide, as in the American standard AISC 360-10. However, even the most sophisticated analysis methods cannot safely predict the actual performance of a structure due to the uncertainties present in the basic design variables. To take into account such uncertainties and ensure a target level of structural reliability, a resistance factor for the system is applied by codes. In this work, the reliability of the system of planar steel frames, subject to gravitational loads, with rigid connections, is evaluated by advanced analysis (second-order inelastic analysis), where the effects of geometric nonlinearity and physical nonlinearity are considered, as well as initial geometric imperfections and residual stresses. A version of the computational reliability program developed by Mapa (2016), in MATLAB language®, was used. Reliability analysis is performed based on the First Order Reliability Method (FORM), which works interactively with the program MASTAN2, for second-order inelastic structural analyses. The safety of structures was discussed by the reliability index for ultimate limit state. The results are compared to those obtained by other authors and are discussed the reliability implications of this methodology and the adequacy of the resistance factor applied to the system. The second-order inelastic method presented results in terms of consistent and more uniform system reliability indexes in relation to the Limit States Method. However, considering that the consequences of system collapse are greater than the failure of individual members, it may be desirable to adopt a resistance factor lower than 0.9 (according to AISC 360-10), as used in this study.

Keywords: Structural Reliability, Advanced Structural Analysis, 2D Steel Frames, FORM, MATLAB, MASTAN2.

Sumário

Lista de Figuras.....	viii
Lista de Tabelas.....	x
1. Introdução.....	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Justificativas	3
1.3 Objetivos	4
1.4 Metodologia	4
1.5 Revisão Bibliográfica.....	5
1.6 Organização do Trabalho	13
2. Confiabilidade Estrutural	14
2.1 Considerações Iniciais	14
2.2 Método Analítico FORM.....	18
2.3 Distribuição Normal Equivalente.....	21
2.4 Medidas de Sensibilidade	21
2.5 Confiabilidade Baseada em Sistemas.....	22
2.6 Índices de Confiabilidade Alvo.....	25
3. Análise Estrutural Avançada	27
3.1 Considerações Iniciais	27
3.2 Não Linearidade Geométrica.....	28
3.3 Não Linearidade Física.....	29
3.3.1 Inelasticidade do Aço	29
3.3.2 Flexibilidade das Ligações	32
3.4 Imperfeições Geométricas Iniciais e Tensões Residuais.....	33

3.5	<i>Software</i> de Análise Estrutural MASTAN2.....	34
4.	Ferramenta Computacional para Análise de Confiabilidade.....	37
4.1	Considerações Iniciais	37
4.2	Funcionamento.....	38
4.2.1	Programa de Análise Estrutural.....	38
4.2.2	Programa de Análise de Confiabilidade.....	42
5.	Análises e Resultados	49
5.1	Considerações Iniciais	49
5.1.1	Exemplos de Zhang <i>et al.</i> (2018) e Liu (2019)	50
5.2	Resultados Obtidos	55
5.2.1	Estrutura 1: Pórtico Viga-Coluna.....	55
5.2.2	Estrutura 2: Viga Contínua.....	57
5.2.3	Estrutura 3: Pórtico Simples 1 (Eixo Principal)	59
5.2.4	Estrutura 4: Pórtico Simples 2 (Eixo de Menor Inércia).....	61
5.2.5	Estrutura 5: Pórtico Composto 1	63
5.2.6	Estrutura 6: Pórtico Composto 2	66
5.2.7	Estrutura 7: Pórtico Composto 3	68
5.3	Considerações sobre os Resultados	71
6.	Considerações Finais.....	74
6.1	Introdução	74
6.2	Conclusões	75
6.3	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	76
	Referências Bibliográficas.....	78

Lista de Figuras

Figura 2.1: Superfície de falha.	15
Figura 2.2: Função densidade conjunta de duas variáveis aleatórias $f_{RS}(r, s)$. Funções densidade marginal f_R e f_S e região de falha D.	16
Figura 2.3: Região de falha da variável Z.	17
Figura 2.4: Representação gráfica do método analítico FORM.	19
Figura 2.5: Treliça isostática e Modelo em Série.	23
Figura 2.6: Pórtico e Modelo em Paralelo.	23
Figura 2.7: Viga biengastada de aço e Modelo em Paralelo.	24
Figura 2.8: Estrutura de aço e Modelo Série-Paralelo.	24
Figura 3.1: Trajetória de equilíbrio para diferentes métodos de análise.	28
Figura 3.2: Efeitos de segunda ordem: P- Δ e P- δ	29
Figura 3.3: Relação tensão x deformação para o aço	30
Figura 3.4: Relação momento x rotação	30
Figura 3.5: Processo de plastificação de uma seção transversal.	31
Figura 3.6: Relação momento-curvatura	32
Figura 3.7: Imperfeições geométricas iniciais.	33
Figura 3.8: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do aço com tensões residuais	34
Figura 3.9: Recursos de Pré-processamento do MASTAN2.	36
Figura 3.10: Recursos de Pós-processamento do MASTAN2	36
Figura 4.1: Coordenadas dos nós, condições de contorno e carregamento.	40
Figura 4.2: Conectividades, propriedades da seção e do material, rotação de elementos e rigidez das ligações.	41
Figura 4.3: Comando do tipo de solução e os parâmetros necessários para o seu controle.	41
Figura 4.4: Funções e script.	42
Figura 4.5: Função ReadFILEOUT.m.	44
Figura 4.6: Script SETUP.m.	45
Figura 4.7: Função LimitState.m.	46
Figura 5.1: Estrutura 1 – Pórtico Viga-Coluna.	51
Figura 5.2: Estrutura 2 – Viga contínua.	51
Figura 5.3: Estrutura 3 e 4 (a) Pórtico Simples 1 (Eixo principal), (b) Pórtico Simples 2 (Menor eixo).	51

Figura 5.4: Estruturas 5, 6 e 7 – Pórtico assimétrico.....	52
Figura 5.5: Discretização em fibras e padrão de tensões residuais adotados.	52
Figura 5.6: Curva tensão <i>versus</i> deformação utilizada pelos autores.....	53
Figura 5.7: Índices de confiabilidade β_s <i>versus</i> $(\lambda_f - \lambda_i)$	72

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Índices de confiabilidade no código chinês para componentes estruturais	25
Tabela 2.2 – Índices de confiabilidade alvo para projeto avançado baseado em confiabilidade do sistema de estruturas de aço	26
Tabela 2.3 – Índices de confiabilidade alvo para estado limite último e estado limite de serviço	26
Tabela 5.1 – Descrição das variáveis básicas aleatórias.....	53
Tabela 5.2 – Fatores de carga.	54
Tabela 5.3 – Índices de confiabilidade.	54
Tabela 5.4 – Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias do pórtico viga-coluna.....	55
Tabela 5.5 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o pórtico viga-coluna.	56
Tabela 5.6 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do pórtico viga-coluna. ...	56
Tabela 5.7 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para a viga contínua.	58
Tabela 5.8 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas da viga contínua.....	58
Tabela 5.9 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha do pórtico simples 1.	60
Tabela 5.10 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do pórtico simples 1.....	60
Tabela 5.11 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha do pórtico simples 2.	62
Tabela 5.12 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do pórtico simples 2.....	62
Tabela 5.13 – Perfis e carregamento para Pórtico Composto 1, 2 e 3.....	64
Tabela 5.14 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o Pórtico Composto 1	64
Tabela 5.15 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do Pórtico Composto 1 .	65
Tabela 5.16 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o Pórtico Composto 2	67
Tabela 5.17 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do Pórtico Composto 2 .	67
Tabela 5.18 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o Pórtico Composto 3	69
Tabela 5.19 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do Pórtico Composto 3 .	70
Tabela 5.20 – Índices de confiabilidade β resumidos.....	71

Introdução

1.1 Considerações Iniciais

A utilização do aço na construção civil vem sendo difundida há décadas. A sua disponibilidade a preços competitivos se deve ao fato da evolução dos processos de fabricação em larga escala, substituindo rapidamente o uso do ferro fundido e do forjado, e dando suporte, mais tarde, para a produção e utilização de barras laminadas. O amplo emprego do aço nas estruturas é justificado por suas propriedades, a saber: ductilidade, homogeneidade, soldabilidade, durabilidade e baixo peso. O aço apresenta boa velocidade de fabricação e montagem além de ser totalmente reciclável. Uma das mais importantes propriedades do aço, a ductilidade, está relacionada à capacidade do material sofrer grandes deformações sob ação do carregamento, conduzindo a mecanismos que fornecem avisos antes da ruptura. Os materiais dúcteis, sujeitos a altas tensões, sofrem deformações plásticas permitindo a redistribuição dos esforços. Isso possibilita que a estrutura suporte carregamentos maiores que os previstos (PFEIL; PFEIL, 2009).

A empregabilidade das estruturas de aço e a evolução dos processos de construção culminaram no aumento da utilização de sistemas estruturais mais esbeltos e que trabalham próximo ao limite da resistência. Sendo assim, faz-se necessário o uso de novas técnicas de análise estrutural capazes de prever o comportamento real da estrutura. Neste contexto, destaca-se a análise avançada, que pode ser definida como uma análise inelástica de segunda ordem, precisa onde os efeitos que influenciam significativamente no comportamento estrutural, como não linearidades, curvatura inicial, falta de prumo e tensões residuais, são incluídos. Dessa forma, possibilita avaliar simultaneamente a resistência e a estabilidade do sistema estrutural, onde a verificação individual da capacidade dos membros não se faz necessária (GONÇALVES, 2013).

A ampla disponibilidade da tecnologia computacional como ferramenta de análise e os avanços na engenharia estrutural permitiram a determinação precisa do comportamento de sistemas estruturais complexos para fins de projeto. Em contrapartida, as cargas estruturais e a resistência do material permanecem com certa imprevisibilidade, e essa incerteza está na origem do problema de segurança estrutural na construção civil. A probabilidade de falha de um evento e suas consequências em termos humanos e econômicos é devida aos riscos provocados por essas incertezas. O objetivo principal das normas de projeto é gerenciar e conter os riscos para níveis socialmente admissíveis (ELLINGWOOD, 2000).

Com o objetivo de regularizar, padronizar, verificar e dimensionar as estruturas e seus componentes foram criadas as normas de projeto, que procuram garantir a segurança das estruturas. Atualmente, o Método dos Estados Limites é o mais adotado nessas normas, definindo as condições a partir dos quais a estrutura ou elemento estrutural apresenta desempenho inadequado às finalidades para as quais foram projetadas (NBR 8681, ABNT 2003).

Todo sistema estrutural é projetado para atender de forma segura as ações máximas impostas durante toda sua vida útil. Além disso, deve oferecer boas condições de utilização, ou seja, ter um comportamento adequado para seu uso normal e durabilidade, sem provocar desconforto aos seus usuários. Uma estrutura é dita segura quando oferece baixa probabilidade de ocorrer falha ou rompimento de seus componentes durante o tempo previsto para seu funcionamento (MAPA, 2016).

As variáveis básicas do projeto são cobertas de incertezas que podem ser do carregamento, das condições ambientais, das propriedades geométricas do elemento, propriedades físicas do material, bem como, das incertezas no modelo estrutural. O Método dos Estados Limites está fundamentado na aplicação de coeficientes parciais de segurança sobre as ações atuantes e sobre as resistências nominais dos elementos estruturais, e tem por objetivo, suprir tais incertezas. No entanto, essa metodologia não permite o conhecimento real dos níveis de segurança de uma estrutura em serviço (SAGRILO, 1994; MAPA, 2016).

Devido às incertezas, sempre existirá uma probabilidade de falha da estrutura. A obtenção de estruturas mais seguras e econômicas se dá pelo entendimento e quantificação dessas, assim como uma avaliação mais crítica da probabilidade de falha. A Teoria da Confiabilidade se fundamenta na determinação dessa probabilidade, e avalia a segurança da estrutura em termos probabilísticos levando em consideração a aleatoriedade das variáveis de

projeto e suas distribuições de probabilidade que, por sua vez, consideram as incertezas envolvidas (SAGRILO, 1994).

A probabilidade de falha está associada à violação de um estado limite da estrutura. A NBR 8681 (ABNT, 2003) define os estados limites mais relevantes para verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil, como o estado limite último e o estado limite de serviço.

Ainda de acordo com a normativa citada acima, o estado limite último está relacionado ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura. Sua simples ocorrência determina a paralisação, de toda ou em parte, do uso da edificação, sendo caracterizado por:

- a) Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Instabilidade dinâmica.

O estado limite de serviço está relacionado a deformações permanentes e deflexões totais na carga limite, sendo caracterizado por:

- a) Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável.

1.2 Justificativas

Os métodos atuais de projetos de estrutura de aço, baseados nos estados limites, procuram garantir a resistência e a estabilidade dos elementos individualmente, para assim garantir de todo o sistema estrutural. Mas esse procedimento muitas vezes apresenta resultados incoerentes, conservadores e não econômicos. A evolução dos métodos computacionais e do conhecimento do comportamento estrutural propiciou a avaliação do trabalho conjunto do sistema estrutural, de modo que a reserva de resistência possa ser utilizada. Sendo assim, é possível obter uma análise estrutural como a análise avançada — método introduzido na literatura pela primeira vez na norma australiana AS4100 (1990) — que

se aproxime do comportamento real das estruturas, possibilitando uma análise mais segura, precisa e econômica. (ZHANG *et al.*, 2018; ALVARENGA, 2005).

A abordagem semiprobabilística empregada no Método dos Estados Limites baseada em verificações de segurança de membros individuais é a mais utilizada e prevalece na prática atual de projetos estruturais. No entanto, a abordagem denominada projeto avançado vem sendo incorporada nas normas de projeto em todo o mundo. A utilização da maior capacidade de carga de um sistema estrutural em relação àquela determinada pela análise individual de cada elemento estrutural implica numa maior proximidade em relação ao colapso estrutural. Faz-se, portanto, necessário avaliar a confiabilidade de sistemas estruturais baseados em projeto avançado de pórticos de aço e, eventualmente, redefinir o coeficiente de ponderação da resistência de modo que se obtenham estruturas mais seguras, econômicas e eficientes.

1.3 Objetivos

Este trabalho objetiva avaliar a confiabilidade de pórticos planos de aço por meio da análise avançada (análise inelástica de segunda ordem), onde os efeitos das não linearidade geométrica e não linearidade física podem ser considerados, bem como as imperfeições geométricas iniciais e tensões residuais. Serão analisadas algumas estruturas representativas, sujeitas a cargas gravitacionais, de modo a se determinar a adequação do coeficiente de ponderação da resistência atualmente adotado.

1.4 Metodologia

Em trabalhos anteriores no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PROPEC/UFOP) se determinou o nível de segurança de estruturas apertadas. Mapa (2016) desenvolveu uma ferramenta computacional em linguagem de programação MATLAB®, onde foi empregado o método analítico de confiabilidade *First Order Reliability Method* (FORM) e simulação de Monte Carlo, para a análise da confiabilidade estrutural, a nível de elemento, de pórticos planos de aço, onde se utilizou o programa *Computational System for Advanced Structural Analysis* (CS-ASA) desenvolvido por Silva (2009). Em suas análises estruturais foram considerados o comportamento não linear geométrico e a flexibilidade das ligações.

Neste trabalho utiliza-se uma outra versão do programa computacional em linguagem MATLAB®, desenvolvido por Mapa (2016), onde a análise de confiabilidade é realizada com

base no método de confiabilidade *First Order Reliability Method* (FORM). Esse método permite avaliar a segurança de estruturas através da probabilidade de falha de funções de desempenho. Nesse sentido, é adotada uma função de desempenho formulada para estado limite último.

Neste trabalho o programa de análise de confiabilidade atua interativamente com o programa MASTAN2 (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2015), que realiza as análises estruturais inelásticas de segunda ordem. As respostas geradas pelo programa de análise estrutural serão utilizadas pelo programa de confiabilidade para a avaliação da probabilidade de falha do sistema estrutural.

1.5 Revisão Bibliográfica

Estudos relacionados à Análise Numérica Avançada, onde o comportamento não linear de estruturas é criteriosamente considerado têm sido desenvolvidos. Métodos e técnicas de análise de confiabilidade estrutural desenvolvidos ao longo de anos prevalecem e estão em constante evolução. Um estudo conjunto dessas duas linhas de pesquisa, com objetivo de proporcionar soluções mais precisas, seguras e econômicas para o projeto, tem se tornado crescente, podendo ser encontradas referências relevantes sobre o assunto. Nesta seção faz-se uma revisão desses trabalhos.

Ellingwood *et al.* (1982) descreveu um estudo realizado para desenvolver coeficientes de carga baseado em probabilidade e combinações de carga apropriados para o uso em materiais e tecnologias de construção. Os coeficientes de carga e combinações foram calculados usando um procedimento de otimização e o formato da equação de verificação para critérios de carga foi proposta.

Vogel (1985) utilizou o método da Zona Plástica para descrever os resultados de diferentes métodos presentes na publicação do ECCS n.33 “*Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints*” aplicados a três diferentes estruturas definidas pelo Comitê Técnico 8 (Estabilidade Estrutural) do ECCS. Tornou-se, então, base para a calibração ao verificar a confiabilidade de diferentes programas computacionais e métodos simplificados para os cálculos de estado limite final de pórticos. Foram utilizados diferentes critérios para a aplicabilidade de alguns métodos aproximados. Os resultados dos testes e os resultados teóricos foram comparados.

Galambos e Ellingwood (1986) estudaram a confiabilidade das deflexões do piso em relação às cargas de ocupação, do teto devido às cargas de neve, e das deflexões laterais de estrutura devido às cargas do vento. O método de Confiabilidade de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM) foi utilizado.

Ziemian, McGuire e Deierlein (1992) estudaram o comportamento de pórticos planos em uma análise inelástica de segunda ordem para demonstrar que a estrutura e seus componentes são adequados para resistir aos efeitos de cargas fatoradas. Para modelar o comportamento do sistema foi estabelecida uma análise de plasticidade concentrada de segunda ordem. Provou-se a efetividade da análise inelástica de segunda ordem para projetar estruturas de aço.

Clarke *et al.* (1992) fizeram estudos numéricos do comportamento de elementos e sistemas estruturais simples baseados em análise avançada e discutiram alguns aspectos da inclusão de tensões residuais e imperfeições geométricas. A análise avançada utilizada é baseada no método dos elementos finitos e a formulação de plasticidade distribuída foi desenvolvida na Universidade de Sydney seguindo diretrizes definidas na especificação de projeto em estados limites da Austrália AS4100 (1990).

Ellingwood (1994) analisou os processos de desenvolvimento de normas de projeto estrutural baseado em probabilidade durante anos anteriores, avaliando as vantagens e deficiências da geração de códigos baseados em probabilidade e sugerindo caminhos para novas pesquisas.

White e Hajjar (2000) apresentaram e discutiram duas abordagens de projeto de estabilidade que são alternativas aos procedimentos tradicionais baseados em soluções de flambagem. A primeira, chamada de procedimento de tipo de carga nacional, é uma simples modificação do conceito de primeira rótula. A segunda abordagem, denominada procedimento de projeto de análise avançada, envolve o uso de uma rigorosa análise inelástica de segunda ordem como parte da avaliação do projeto.

Sakurai, Ellingwood e Kushiya (2001) estudaram a influência da variabilidade das conexões semirrígidas na deformação de seis estruturas usando análise estocástica de elementos finitos para comparar o efeito da rigidez inicial da conexão com a rigidez à flexão das vigas e colunas. As contribuições de três fontes de variabilidade avaliadas foram: rigidez inicial da conexão, rigidez à flexão da viga e rigidez à flexão da coluna.

Kim, Park e Choi (2001) apresentaram um novo método de análise de pórtico tridimensional usando análise avançada com funções de estabilidade para minimizar o tempo

de modelagem e solução. As funções de estabilidade capturam os efeitos de segunda ordem associados aos efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$. Para explicar a plastificação gradual devido a tensões residuais, o conceito de módulo tangente do *Column Research Council* (CRC) é usado. As superfícies plásticas propostas no AISC e Orbison são utilizadas.

Machado (2005) propôs formulações onde os fundamentos para uma análise inelástica de segunda ordem em sistemas estruturais metálicos bidimensionais compreendem duas abordagens inelástica, a primeira é dividida em duas formulações baseadas no método da rótula plástica: a elasto-plástica e a plástica-refinada. A segunda abordagem inelástica baseia-se no conceito da “seção montada”.

Alvarenga (2005) estudou a influência da falta de prumo, curvatura inicial dos perfis, e as tensões residuais, decorrentes das tolerâncias de fabricação e montagem de perfis, requisitos mínimos para que uma análise não linear de segunda ordem possa ser qualificada como uma análise avançada.

Buonopane e Shafer (2006) compararam a confiabilidade estrutural de uma série de estruturas de aço projetadas por análise avançada e pelo Projeto de Fator de Carga e Resistência (LRFD). Nas análises de confiabilidade foram consideradas como variáveis aleatórias somente a tensão de escoamento do material e as cargas gravitacionais atuantes nos pórticos. As probabilidades de falha foram calculadas pelos métodos de Simulação de Monte Carlo com amostragem por importância e pelo método analítico FOSM, para dois estados limites (critérios de falha): formação da primeira rótula plástica e colapso plástico do pórtico. Verificaram que para um índice de confiabilidade do sistema alvo de 3,0, os valores dos coeficientes de ponderação de resistência do sistema variam de 0,86 a 0,91.

Rocha (2006) desenvolveu e implementou computacionalmente um elemento finito híbrido não linear que incorpora os efeitos de segunda ordem, da inelasticidade do aço e da semirrigidez da conexão entre os membros metálicos.

Li e Ellingwood (2007) investigaram o potencial de tremores secundários causarem danos adicionais a estruturas de aço e fornecem uma descrição probabilística dos estados de danos estruturais antes e depois desses tremores. As estatísticas da resposta estrutural são calculadas usando o método de análise de histórico de resposta modal desacoplado aprimorado (EUMRHA). As conexões são modeladas por uma relação momento-rotação que leva em consideração a fratura frágil das soldas da conexão.

Ngo-Huu, Kim e Oh (2007) aplicaram o conceito de rótula de fibra plástica para prever o comportamento inelástico de segunda ordem de estruturas de aço espaciais. A

plastificação da rótula é considerada através da relação tensão-deformação uniaxial de cada fibra na seção transversal durante o processo de análise. As respostas não lineares previstas pela abordagem proposta se comparam bem com as fornecidas pelo programa ABAQUS.

Brandão (2007) utilizou na análise de confiabilidade estrutural o método *First Order Second Moment* (FOSM), para avaliar o índice de confiabilidade de barras e ligações de perfis formados a frio para diferentes combinações de cargas, seguindo a metodologia de calibração utilizada na norma AISI, além de avaliar o coeficiente de minoração da resistência para os estados limites considerados.

Buonopane (2008) estudou a confiabilidade do sistema de duas estruturas de aço devido à aleatoriedade na resistência ao escoamento, módulo de elasticidade, tensões residuais e imperfeições geométricas. A Simulação de Monte Carlo foi utilizada. Ambas as estruturas exibem efeitos significativos de segunda ordem. Os resultados fornecem um entendimento mais aprofundado sobre o relacionamento entre confiabilidade do sistema e as propriedades dos elementos da estrutura.

Silva (2009) desenvolveu o programa *Computational System for Advanced Structural Analysis* (CS-ASA), para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas reticuladas baseada no Método dos Elementos Finitos. Em seu trabalho foram consideradas fontes de não linearidade, como a geométrica, que considera os efeitos da deslocabilidade da estrutura, e a física, causada principalmente pelas características mecânicas dos materiais utilizados na construção civil, como por exemplo, a inelasticidade do aço e a semirrigidez das ligações.

Zhang, Rasmussen e Ellingwood (2012) avaliaram a confiabilidade de uma estrutura típica de andaimes de aço, bem como o modo de falha e os efeitos de diferentes variáveis aleatórias na variabilidade da resistência estrutural. Os modelos probabilísticos de carga para andaimes foram obtidos a partir dos dados da pesquisa de carga publicados na literatura. As características estatísticas da resistência estrutural foram obtidas utilizando simulações e uma análise avançada por elementos finitos não lineares (FEA). O método FORM foi usado para estimar a confiabilidade estrutural.

Brandão (2012) apresentou um procedimento para análise de confiabilidade estrutural de barras e ligações em perfis formados a frio, projetadas segundo a norma brasileira ABNT NBR 14762 (2010). Foram calculados coeficientes de ponderação da resistência com o emprego do método de confiabilidade de primeira ordem e segundo momento FOSM.

Zhang e Rasmussen (2013) fizeram um estudo de caso do projeto de uma estrutura tridimensional típica de andaime de aço usando a análise inelástica de segunda ordem (análise avançada) de acordo com as especificações da norma Australiana (AS4100) e Americana (AISC 360-10). Os coeficientes de ponderação da resistência do sistema são discutidos e comparados.

Gonçalves (2013) utilizou o programa CS-ASA (SILVA, 2009) para novas implementações, tendo como objetivo a modelagem do comportamento inelástico de sistemas estruturais em aço usando o método da rótula plástica refinado. Os estudos se basearam em estruturas com membros submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia, seções transversais do tipo I e compactas. Os efeitos de segunda ordem e tensões residuais também foram considerados.

Alves (2014) avaliou a confiabilidade estrutural de ligações soldadas e parafusadas em perfis formados a frio, cujos projetos seguem a norma brasileira ABNT NBR 14762 (2010). Os métodos utilizados para obtenção dos índices de confiabilidade foram o FOSM e o FORM, utilizando dados estatísticos disponíveis. Os índices de confiabilidade foram obtidos para as mesmas combinações de ações gravitacionais e relações entre ações variável nominais (L_n) e permanente nominais (D_n) empregadas na calibração da norma americana AISI S100 (2007). Em seguida, foram obtidos índices de confiabilidade para L_n/D_n variando de 1 a 10 e comparados com os resultados da tese de Brandão (2012), que utilizou o método FOSM.

Shayan, Rasmussen e Zhang (2014) desenvolveram um método para modelar imperfeições geométricas iniciais em análises inelásticas de segunda ordem como uma superposição linear de vários modos de flambagem em escala. Os dados estatísticos das imperfeições geométricas iniciais obtidos na literatura foram utilizados em um estudo probabilístico para encontrar um número adequado de modos de flambagem a serem incorporados, bem como o fator de escala para cada modo de flambagem.

Agostini (2014) apresentou um programa computacional denominado Módulo de Confiabilidade Estrutural (MCE) em linguagem de programação FORTRAN 95, que utiliza o método FORM para a realização da análise de confiabilidade para a determinação do nível de segurança de estruturas projetadas com base em análise avançada, utilizando a teoria de confiabilidade estrutural. O MCE possui funcionamento acoplado ao CS-ASA. O nível de segurança foi estimado considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da flexibilidade das ligações, ao ser fixado um estado limite de serviço com base em deslocamento.

Zhang *et al.* (2014) fizeram a análise de confiabilidade de dois pórticos de aço sujeitos a combinação de cargas gravitacionais e de vento, com a finalidade de analisar os coeficientes de ponderação da resistência do sistema das estruturas. Os pórticos foram projetados usando análise inelástica de segunda ordem. As probabilidades de ocorrência de estados limites de resistência e de serviço foram analisadas, bem como os efeitos dos coeficientes de ponderação da resistência do sistema e a razão de ação de vento e ação gravitacional sobre estas probabilidades. Verificaram que um coeficiente de ponderação da resistência menor do sistema (por exemplo, 0,85) pode ser necessário para diferenciar a confiabilidade alvo do sistema da confiabilidade alvo do membro.

Li e Wang (2015) consideraram os efeitos do histórico de cargas de serviço na resistência e confiabilidade de uma ponte existente, de modo a propor fórmulas explícitas de atualização das estimativas da resistência atual da ponte, confiabilidade nos anos subsequentes e resistência inicial. As incertezas associadas à resistência da ponte, variável no tempo, e às cargas de tráfego estacionárias ou não estacionárias foram consideradas. Os efeitos positivos (devido à incerteza reduzida da resistência) e negativos (devido à deterioração da resistência e carga cada vez maior) do desempenho passado na resistência e confiabilidade atualizadas foram examinados através de exemplos numéricos.

Lemes (2015) implementou, no sistema computacional CS-ASA (SILVA, 2009), estratégias numéricas baseadas na compatibilidade de deformações, para realizar análises estáticas avançadas de estruturas mistas de aço e concreto. Foram utilizadas formulações baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF) acoplados ao Método da Rótula Plástica Refinada (MRPR), considerando simultaneamente os efeitos de segunda ordem e da plasticidade, em termos nodais, em sistemas estruturais como vigas, pilares e pórticos. O método iterativo de *Newton-Raphson* foi utilizado para a solução das equações não lineares global e local.

Ferreira (2015) apresentou dois procedimentos via geometria diferencial para o cálculo das curvaturas principais de uma superfície genérica, que tem como objetivo final a análise de confiabilidade estrutural de segunda ordem para componentes. A análise de confiabilidade foi feita através dos métodos FORM, SORM e SORM DG (*Second Order Reliability Method by Differential Geometry*), método proposto pelo autor. O método Monte Carlo foi utilizado para aferição dos resultados.

Mapa (2016) desenvolveu uma ferramenta computacional que emprega o método analítico FORM e o método de Simulação de Monte Carlo, objetivando realizar a análise de

confiabilidade de pórticos metálicos planos via análise estrutural avançada em elementos finitos, considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da flexibilidade das ligações. A ferramenta possui funcionamento acoplado com o programa CS-ASA (SILVA, 2009) e avalia a probabilidade de falha de funções de desempenho formuladas para estados limites últimos de resistência e estados limites de deslocamentos em serviço, possibilitando avaliar o nível de segurança de estruturas com comportamento não linear.

Zhang *et al.* (2016a; 2016b) utilizaram o método analítico FORM e Simulação de Monte Carlo para determinação do coeficiente de ponderação da resistência de estruturas de aço, usando o Método de Dimensionamento Direto (DDM) por análise avançada, de acordo com o Apêndice 1 da especificação AISC 360-10. São analisadas uma série de estruturas reforçadas e resistentes a momentos com configurações regulares e irregulares sujeitas a diferentes condições de carregamento. As relações entre o índice de confiabilidade do sistema e o coeficiente de resistência do sistema são determinadas. Os autores propõem que um índice de confiabilidade alvo do sistema adequado para estruturas de aço projetado por análise avançada para cargas gravitacionais esteja na faixa de 3,0 a 3,25, o que corresponde a coeficientes de ponderação da resistência do sistema na faixa de 0,80 a 0,85.

Mapa *et al.* (2017) realizou análises de confiabilidade de três pórticos metálicos planos via análise estrutural avançada, considerando o comportamento não linear geométrico e a flexibilidade das ligações. Os métodos FORM (*First Order Reliability Method*) e simulação de Monte Carlo foram utilizados nas análises de confiabilidade pela ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) para avaliar a probabilidade de falha de funções de desempenho formuladas para estados limites últimos de resistência e estados limites de serviço baseados em deslocamentos nodais.

Zhang *et al.* (2018) utilizou simulação de Monte Carlo para examinar a resistência e confiabilidade do sistema de várias estruturas sob critério de carga gravitacional presente na ASCE 7 (ASCE, 2010), quando projetadas pelo método inelástico de segunda ordem e pelo LRFD, segundo o AISC 360-10, e discutiu as implicações de confiabilidade dessas abordagens alternativas para o projeto de estrutura de aço. Discutiu-se a adequação do coeficiente ponderação da resistência de 0,9, atualmente utilizado, para suprir as incertezas do sistema. Sugeriu-se um coeficiente ponderação da resistência do sistema menor, o que leva a índices de confiabilidade do sistema maiores do que os índices de confiabilidade baseado em membros isolados.

Lemes (2018) apresentou uma formulação numérica generalizada, baseada na plasticidade concentrada, aplicável na análise de estruturas de aço, de concreto e mistas. Foram consideradas fontes de não linearidade como os efeitos de segunda ordem, a inelasticidade, as ligações semirrígidas e a interação parcial em vigas mistas.

Mapa *et al.* (2018) utilizaram a ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) que emprega o método analítico FORM para verificar a confiabilidade estrutural de estruturas planas de aço via análise estrutural avançada em elementos finitos, considerando o comportamento não linear geométrico e a não linearidade física do aço. Foi avaliada a probabilidade de falha de funções de desempenho formuladas para estado limite último relacionado ao colapso plástico.

Mapa *et al.* (2019) utilizou a ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) que emprega o método analítico FORM para verificar a confiabilidade estrutural de exemplos de pórticos planos de aço via análise estrutural avançada em elementos finitos, considerando o comportamento não linear geométrico e a flexibilidade das ligações. Foi avaliada a probabilidade de falha de funções de desempenho formuladas para estados limites últimos de resistência e estados limites de serviço.

Liu (2019) estudou a confiabilidade do sistema de estruturas de aço com ligações rígidas e semirrígidas baseada em análise avançada, considerando duas combinações de carga: as cargas combinadas de vento e gravidade e a combinação de carga gravitacional. As incertezas associadas às propriedades do sistema como material, geometria, imperfeições iniciais, comportamento da conexão e as cargas aplicadas são tratadas utilizando métodos probabilísticos. O modelo de potência com três parâmetros é usado para calcular a resposta de momento rotação nominal das ligações. Os efeitos do tipo de ligação, rigidez e sua resistência na confiabilidade e no coeficiente de ponderação da resistência do sistema são investigados. Para sistemas estruturais com ligações rígidas e sistemas com ligações semirrígidas, a diferença entre as duas abordagens de projeto, *Direct Design Method* (DDM) e AISC LRFD presentes nas normas americanas AISC 360-16 é examinada comparando-se as resistências de projeto fornecidas pelos dois métodos. As relações entre o coeficiente de ponderação da resistência do sistema e o índice de confiabilidade são discutidos, bem como um coeficiente de ponderação de resistência do sistema adequado para o DDM, consistente com o nível desejado de segurança do sistema.

1.6 Organização do Trabalho

Os itens considerações iniciais, justificativas, objetivos, metodologia e revisão bibliográfica, que constituem a introdução da dissertação, são apresentados no Capítulo 1.

O Capítulo 2 apresenta a teoria básica da Confiabilidade Estrutural bem como o método analítico de confiabilidade *First Order Reliability Method* (FORM) a ser utilizado.

Os conceitos da análise avançada são apresentados no Capítulo 3, com sua definição e justificativas de emprego na análise estrutural. Os conceitos de não linearidade geométrica, não linearidade física, imperfeições geométricas iniciais, tensões residuais e flexibilidade das ligações também são discutidos. Nesse capítulo apresenta-se o *software* de análise estrutural MASTAN2 (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2015), utilizado nas análises avançadas deste trabalho, bem como seu sistema gráfico de pré-processamento e pós-processamento.

No Capítulo 4 apresenta-se a ferramenta computacional para análise de confiabilidade desenvolvida por Mapa (2016) em linguagem MATLAB®, utilizada para avaliação da confiabilidade estrutural dos exemplos que serão estudados. Descreve-se detalhadamente seu funcionamento, informações sobre seus *scripts* e funções, bem como o acoplamento entre a plataforma MATLAB® e o *software* de análise estrutural MASTAN2 (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2015). Também serão apresentadas informações sobre a função de desempenho proposta.

O Capítulo 5 apresenta diversos exemplos encontrados na literatura com o objetivo de demonstrar a viabilidade da proposta apresentada neste trabalho. Os resultados obtidos são compatíveis com as referências, permitindo a obtenção de conclusões que são apresentadas ao final do capítulo.

Finalmente, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões feitas acerca dos resultados obtidos, bem como algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Confiabilidade Estrutural

2.1 Considerações Iniciais

A confiabilidade de um elemento estrutural pode ser definida em termos das ações solicitantes (S) e da sua resistência (R). Tais grandezas, R e S , são modeladas por variáveis aleatórias. Já a confiabilidade (C) é calculada pela probabilidade da sua resistência (R) ser maior ou igual as solicitações (S). Matematicamente temos (MELCHERS, 1999):

$$C = P(R \geq S) \quad (2.1)$$

ou ainda,

$$C = 1 - P(R \leq S) = 1 - P_f \quad (2.2)$$

na qual P_f é a probabilidade de falha do elemento estrutural, e seu cálculo está diretamente relacionado a função de falha ou desempenho (Z), definida quando a resistência for menor do que as solicitações:

$$P_f = P(R \leq S) \quad (2.3)$$

$$P_f = P(R - S \leq 0) \quad (2.4)$$

$$P_f = P(Z \leq 0) \quad (2.5)$$

em que,

$$Z = R - S \quad (2.6)$$

A função de desempenho Z é função das variáveis aleatórias que governam o problema.

$$Z = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.7)$$

$$P_f = P[G(X_i) \leq 0] \quad (2.8)$$

na qual $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ são as variáveis aleatórias básicas de R e S , e $G(X_i)$ descreve a relação entre R e S e as variáveis aleatórias básicas.

Na Figura 2.1 apresenta-se graficamente a região de falha e de segurança de um componente descrito por variáveis aleatórias X_1 e X_2 . O estado limite, também conhecido como superfície de falha, é definido por $Z = 0$, ou seja, $G(X_1, X_2) = 0$.

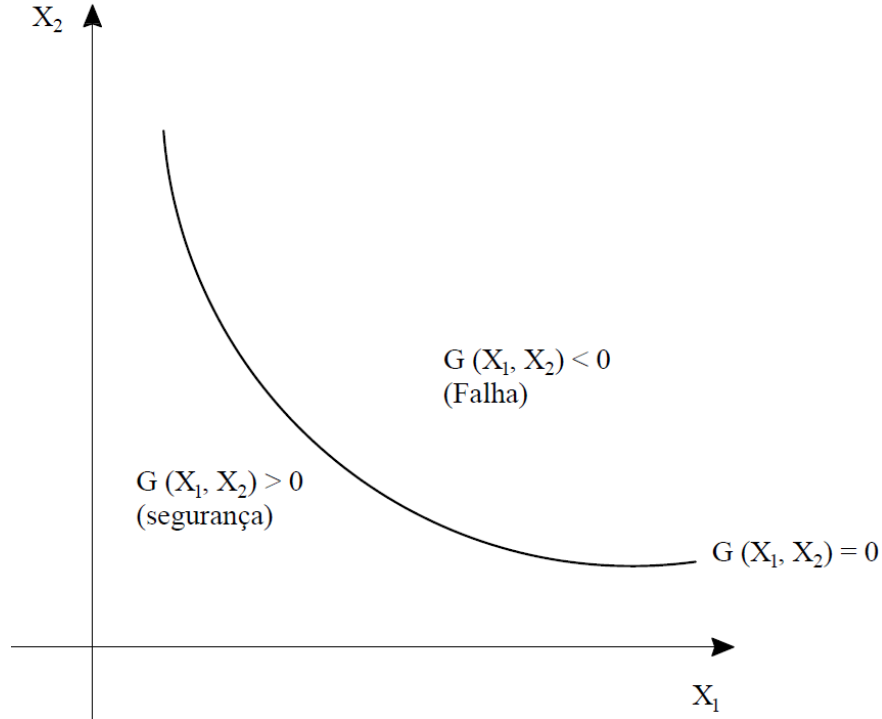


Figura 2.1: Superfície de falha.

Assumindo que as distribuições de probabilidade de R e S são conhecidas e estatisticamente independentes e $f_R(x)$ é a função densidade de probabilidade (PDF) da variável R , $f_S(x)$ é a função densidade de probabilidade (PDF) da variável S , a P_f pode ser calculada através da expressão (MELCHERS, 1999):

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.9)$$

Sendo R e S independentes, $f_{RS}(r, s) = f_R(r)f_S(s)$, logo:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r)f_S(s) dr ds \quad (2.10)$$

Observando que para qualquer variável aleatória x , a função de distribuição cumulativa (CDF) é dada por:

$$F_X(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_X(y) dy \quad (2.11)$$

Em que $F_R(x)$ é a função de distribuição acumulada (CDF) da variável R .

Portanto, a integral da equação (2.10) pode ser escrita como:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (2.12)$$

A Figura 2.2 mostra uma representação gráfica bastante geral de função densidade conjunta de duas variáveis aleatórias $f_{RS}(r, s)$, funções densidade marginal f_R e f_S e região de falha D.

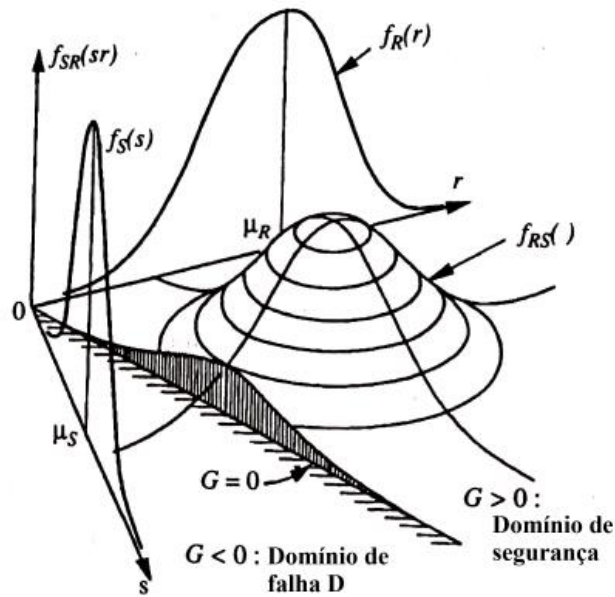


Figura 2.2: Função densidade conjunta de duas variáveis aleatórias $f_{RS}(r, s)$. Funções densidade marginal f_R e f_S e região de falha D (Adaptado de Melchers, 1999).

A utilização dessa expressão para o cálculo da probabilidade de falha exige o conhecimento da CDF de R e da PDF de S. Porém, nem sempre essas informações podem estar disponíveis de forma explícita. Mesmo que isso ocorra, a avaliação dessa expressão não é simples e muitas vezes não determinada, o que levou ao desenvolvimento de outros métodos para seu cálculo (HALDAR E MAHADEVAN, 2000a).

A integral da Equação (2.12) pode ser resolvida analiticamente em alguns casos, dependendo do tipo de distribuição das variáveis aleatórias envolvidas. O caso mais notável é quando as variáveis R e S possuírem distribuições normais com médias μ_R e μ_S e variâncias σ_R^2 e σ_S^2 , respectivamente. A função de falha Z tem, então, média e variância dada pela regra de adição (subtração) de variáveis aleatórias normais (MELCHERS, 1999):

$$Z = R - S \quad (2.13)$$

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (2.14)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (2.15)$$

De acordo com a Equação (2.4), a probabilidade de falha pode ser determinada da seguinte forma:

$$P_f = P(R - S \leq 0) \quad (2.16)$$

$$P_f = P(Z \leq 0) \quad (2.17)$$

$$P_f = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (2.18)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.19)$$

$\Phi()$ é a CDF da Distribuição Normal Padrão e β é o índice de confiabilidade definido por Cornell (1969), dado por:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.20)$$

A variável aleatória Z é mostrada na Figura 2.3, na qual a região de falha $Z \leq 0$ é mostrada sombreada.

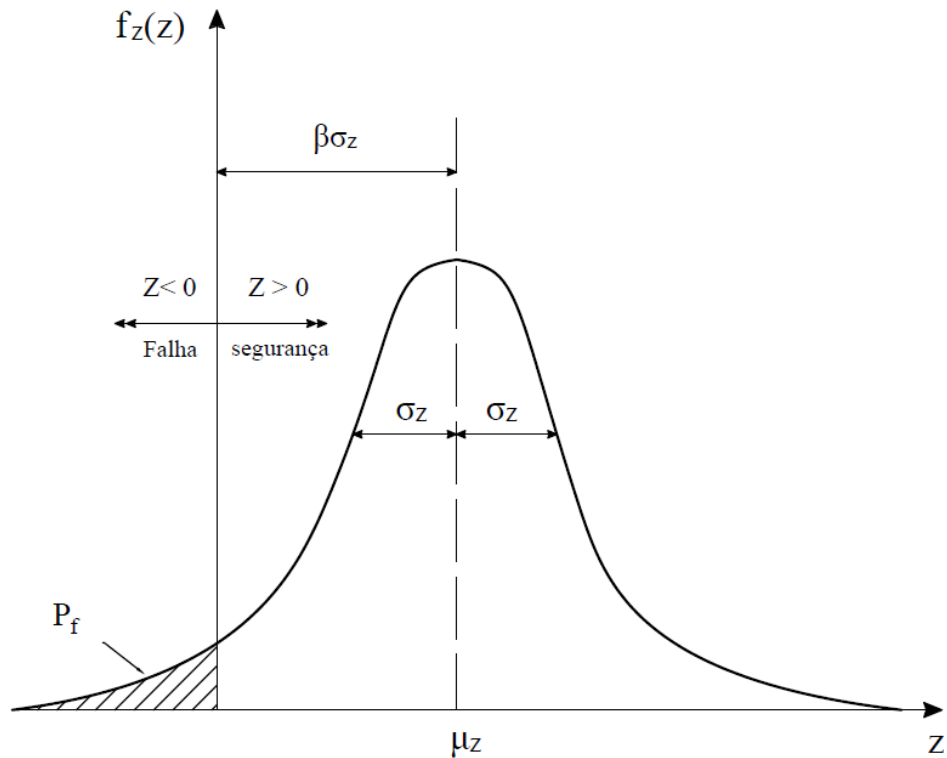


Figura 2.3: Região de falha da variável Z (Adaptado de Melchers, 1999).

O índice de confiabilidade β foi introduzido como uma alternativa a medida da confiabilidade devido a sua praticidade, na tentativa de evitar as dificuldades conceituais, como problemas na avaliação numérica da probabilidade de falha, da falta de dados e erros de modelagem, com o uso da integral (2.12).

Os métodos analíticos para o cálculo da probabilidade de falha são baseados em aproximações em séries de Taylor, como o método do valor médio de segunda ordem e segundo momento (FOSM), método *Advanced* FOSM (AFOSM), método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) e método de Confiabilidade de Segunda Ordem (SORM). Outra alternativa é a utilização do método de Monte Carlo baseado na geração de amostras sintéticas (simulações). O método FORM, utilizado nesta dissertação, será detalhado a seguir.

2.2 Método Analítico FORM

O método analítico FORM (*First-Order Reliability Method*) é um método que possibilita o cálculo da probabilidade de falha de forma aproximada através de transformações nas variáveis aleatórias básicas que definem o problema, evitando a integração numérica. Ele leva em consideração as distribuições de probabilidades das variáveis aleatórias, que podem ser quaisquer, podendo, essas variáveis, serem dependentes entre si ou não. Além disso, o método FORM apresenta convergência mais rápida e precisa em relação a outros métodos, necessitando de um menor número de análises estruturais.

Sejam \mathbf{U} as variáveis aleatórias no espaço original, cujas distribuições são quaisquer e podem ser dependentes entre si ou não, que serão transformadas em variáveis \mathbf{V} normais padrão estatisticamente independentes. A função de falha $G(\mathbf{U})$ é escrita em função das variáveis \mathbf{V} , no espaço reduzido, como $g(\mathbf{V})$. Após essa etapa, a superfície de falha $g(\mathbf{V})=0$ é aproximada por uma superfície linear (ou hiperplano) no ponto com a menor distância até a origem, identificado como \mathbf{V}^* (ponto de projeto no espaço das variáveis reduzidas).

Na Figura 2.4 indicam-se uma função de falha não linear $g(\mathbf{V})=0$ no espaço das variáveis reduzidas, bem como sua aproximação linear no ponto de projeto \mathbf{V}^* (ponto mais provável de falha da função de desempenho), o índice de confiabilidade β , regiões de falha $g(\mathbf{V})<0$ e de segurança $g(\mathbf{V})>0$, e o vetor normal à superfície de falha no ponto de projeto α .

A probabilidade de falha é calculada por:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.21)$$

No método FORM o índice de confiabilidade β é obtido pela menor distância entre a superfície de falha e a origem, no espaço reduzido (\mathbf{V}) das variáveis normais padrão estatisticamente independentes, e para uma função de falha linear e é calculado como:

$$\beta = |\mathbf{V}^*| \quad (2.22)$$

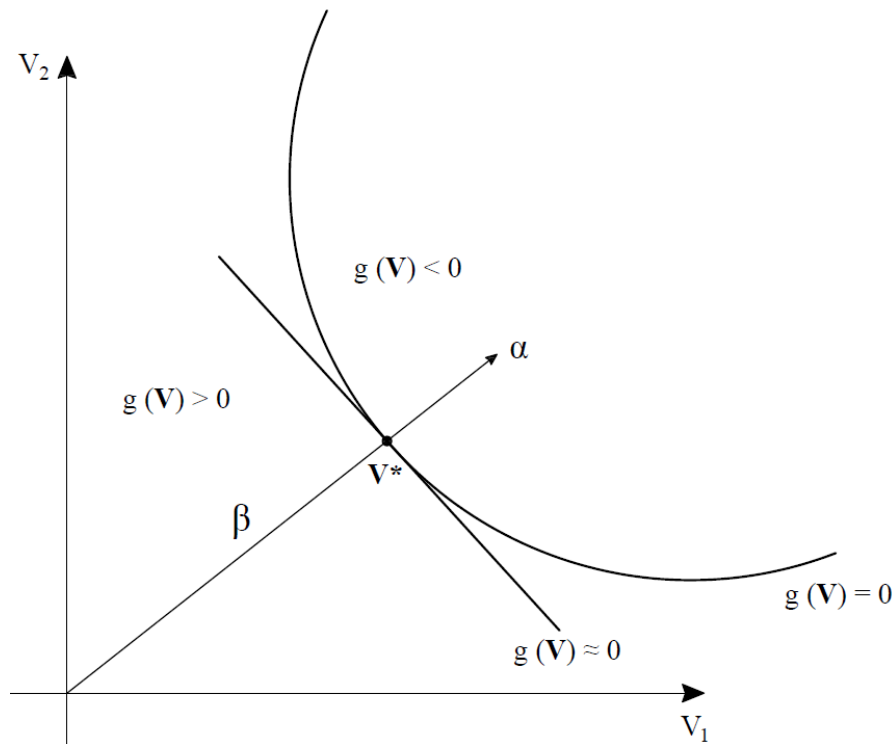


Figura 2.4: Representação gráfica do método analítico FORM (Adaptado de Sagrilo, 2004).

Os principais desafios do método FORM são a transformação das variáveis aleatórias originais \mathbf{U} em variáveis reduzidas \mathbf{V} , normais padrão e estatisticamente independentes, e a busca do ponto de projeto \mathbf{V}^* .

Se \mathbf{U} contiver somente variáveis normais, correlacionadas entre si (ou não), uma das possibilidades para se obter \mathbf{V} é a utilização da transformação de Nataf (Melchers, 1999) definida pela equação a seguir:

$$\mathbf{V} = \mathbf{\Gamma} \mathbf{\sigma}^{-1} (\mathbf{U} - \mathbf{m}) \quad (2.23)$$

na qual \mathbf{m} é o vetor com as médias das variáveis \mathbf{U} , $\mathbf{\sigma}$ é uma matriz diagonal contendo os desvios padrão das variáveis \mathbf{U} e $\mathbf{\Gamma} = \mathbf{L}^{-1}$, sendo \mathbf{L} a matriz triangular inferior obtida da decomposição de Choleski da matriz dos coeficientes de correlação de \mathbf{U} .

Em alguns casos as variáveis não são normais e, para esses casos, uma transformação em normal equivalente pode ser empregada, como será visto no item 2.3, para variáveis não correlacionadas. No caso de variáveis correlacionadas, também é possível usar a mesma

transformação para obter normais equivalentes, desde que os coeficientes de correlação entre as variáveis originais sejam corrigidos para coeficientes de correlação entre as normais equivalentes.

Sejam, então, duas variáveis U_i e U_j com distribuições de probabilidade quaisquer e dependentes entre si por um coeficiente de correlação ρ_{ij} . O coeficiente de correlação equivalente entre distribuições normais equivalentes é dado por:

$$\rho_{ij}^E = F\rho_{ij} \quad (2.24)$$

sendo F um valor que depende somente dos coeficientes de correlação e de variação das variáveis U_i e U_j . Der Kiureghian e Liu (1986) desenvolveram expressões analíticas desse fator F para um grande número de distribuições de probabilidades.

O ponto de Projeto \mathbf{V}^* pode ser obtido por um processo de otimização com uma restrição como mostrado abaixo:

$$P: \min_{\text{Sujeito a } g(\mathbf{V})=0} |\mathbf{V}| \quad (2.25)$$

Esse problema de otimização pode ser resolvido por diversos algoritmos, sendo o mais usado na análise de confiabilidade aquele desenvolvido por Hasofer e Lind (1974) e aprimorado por Rackwitz e Fiessler (1978), denominado HLRF. O processo iterativo gerado por esse algoritmo caminha em busca do ponto \mathbf{V}^* aplicando-se:

$$\mathbf{V}^{K+1} = \frac{1}{|\nabla g(\mathbf{V}^K)|^2} [\nabla g(\mathbf{V}^K)^T \mathbf{V}^K - g(\mathbf{V}^K)] \nabla g(\mathbf{V}^K) \quad (2.26)$$

onde:

$$g(\mathbf{V}^K) = G(\mathbf{U}^K) \quad (2.27)$$

$$\mathbf{V}^K = \mathbf{\Gamma} \boldsymbol{\sigma}^{-1} (\mathbf{U}^K - \mathbf{m}) \quad (2.28)$$

$$\nabla g(\mathbf{V}^K) = [(\mathbf{\Gamma} \boldsymbol{\sigma}^{-1})^{-1}]^T \nabla G(\mathbf{U}^K) \quad (2.29)$$

O termo $\nabla G(\mathbf{U}^K)$ é o gradiente da função de falha no espaço original avaliado no ponto \mathbf{U}^K , e $\nabla g(\mathbf{V}^K)$ é o gradiente da função de falha no espaço reduzido avaliado no ponto \mathbf{V}^K .

O algoritmo HLRF converge para o ponto \mathbf{V}^* na superfície de falha. Após a obtenção do ponto de projeto \mathbf{V}^* , o índice de confiabilidade β é determinado pela Equação (2.22). Durante o processo iterativo checka-se a variação relativa do valor de β e interrompe-se o processo quando essa variação é inferior a uma tolerância estabelecida. A probabilidade de falha pode ser obtida utilizando-se a Equação (2.21).

2.3 Distribuição Normal Equivalente

Seja uma variável aleatória X , cuja distribuição de probabilidade não é normal. Pode-se obter uma distribuição de probabilidade normal equivalente em um ponto x^* qualquer igualando-se as funções densidade de probabilidade (PDF) e cumulativa de probabilidade (CDF) de uma distribuição normal e da distribuição real de X no referido ponto, como mostra as equações que seguem:

$$F_X(x^*) = \Phi\left(\frac{x^* - \mu_X^N}{\sigma_X^N}\right) \quad (2.30)$$

$$f_X(x^*) = \frac{1}{\sigma_X^N} \cdot \phi\left(\frac{x^* - \mu_X^N}{\sigma_X^N}\right) \quad (2.31)$$

Resolvendo o sistema, a média e o desvio padrão da distribuição normal equivalente ficam:

$$\mu_X^N = x^* - \Phi^{-1}[F_X(x^*)]\sigma_X^N \quad (2.32)$$

$$\sigma_X^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_X(x^*)]\}}{f_X(x^*)} \quad (2.33)$$

O termo Φ representa a CDF e o termo ϕ representa a PDF da distribuição normal padrão. O termo Φ^{-1} representa a inversa da CDF da distribuição normal padrão.

2.4 Medidas de Sensibilidade

Os métodos analíticos fornecem medidas importantes para a análise de confiabilidade, como as medidas de sensibilidade que levam em consideração a variação das variáveis aleatórias básicas que definem a função de desempenho.

Uma dessas medidas é o fator de importância que varia entre 0 e 1, e indica a importância relativa de cada variável na análise de confiabilidade em questão. Variáveis com um baixo fator de importância podem ser consideradas determinísticas, e aquelas com alto fator de importância são consideradas de grande relevância, não determinísticas e com alta contribuição na probabilidade de falha. Essa medida é definida como mostrado a seguir:

$$I_i = \alpha_i^2 \quad (2.34)$$

onde:

$$\alpha_i = -\frac{\nabla g(\mathbf{V}^*)_i}{|\nabla g(\mathbf{V}^*)|} \quad (2.35)$$

O termo α_i (índice de sensibilidade) é o cosseno diretor, com relação à variável V_i , do vetor normal à superfície de falha no ponto de projeto e no espaço das variáveis reduzidas, como mostra a Figura 2.4. O termo $\nabla g(\mathbf{V}^*)_i$ refere-se à componente do gradiente da função de falha no espaço das variáveis reduzidas avaliado no ponto de projeto \mathbf{V}^* .

As medidas de sensibilidade são importantes em uma análise de confiabilidade estrutural, pelo fato de apontarem quais as variáveis que mais influenciam no índice de confiabilidade, indicando assim onde se deve dar maior atenção para o bom desempenho do ponto de vista da segurança estrutural (SAGRILO, 1994).

2.5 Confiabilidade Baseada em Sistemas

De acordo com Haldar e Mahadevan (2000a), qualquer sistema de engenharia precisa atender a critérios de desempenho, como por exemplo, os relacionados aos estados limites últimos e de serviço. As estruturas podem ter mais de um modo de falha. Um pórtico ou treliça, por exemplo, consiste em vários elementos ou componentes estruturais, e podem ocorrer falhas em um ou mais componentes. O conceito usado para considerar vários modos de falha e/ou falhas de múltiplos componentes é conhecido como avaliação da confiabilidade do sistema. A avaliação da confiabilidade do sistema é complexa e depende de muitos fatores. Os fatores mais importantes são: a contribuição dos eventos de falha do elemento para a falha do sistema; a redundância no sistema; o comportamento pós-falha de um componente e do restante do sistema; a correlação estatística entre eventos de falha e a falha progressiva dos elementos. Uma análise completa da confiabilidade inclui análises a nível de elemento e de sistema. A confiabilidade pode ser estimada calculando a probabilidade de satisfazer todos os critérios de desempenho.

Segundo Li e Li (2007), uma estrutura é composta por elementos individuais e a maneira diferente de formarem a estrutura e as diferentes características de falha que os membros possuem levarão a diferentes modos de falha estrutural. O autor cita três modelos básicos de falha do sistema estrutural: Modelo em Série, Modelo em Paralelo e Modelo Série-Paralelo, esses modelos são:

- Modelo em Série

A falha de qualquer elemento da estrutura implica na falha de todo o sistema estrutural. As estruturas isostáticas podem ser representadas por um Modelo em Série.

Para uma treliça isostática, como mostrado na Figura 2.5, cada elemento pode ser considerado como um componente do Modelo em Série, e o sistema falha quando um desses componentes que compõe o sistema falha.

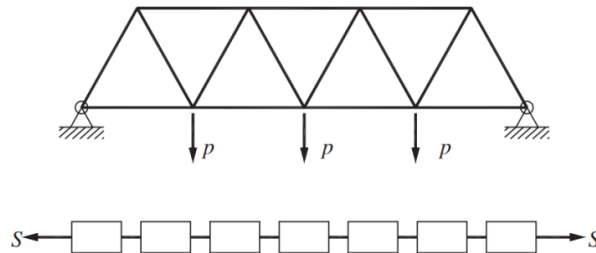


Figura 2.5: Treliça isostática e Modelo em Série (Li e Li, 2007).

- Modelo em Paralelo

Se após uma ou mais falhas de um elemento, a função estrutural ainda puder ser mantida pelos elementos deixados sozinhos ou em conjunto, essa estrutura poderá ser representada por um Modelo em Paralelo. A estrutura pode ser capaz de sustentar a carga aplicada redistribuída entre os membros restantes. A falha de estruturas redundantes pode ser representada com o Modelo em Paralelo.

Cada coluna no pórtico com rótulas, mostrada na Figura 2.6, é um componente no Modelo em Paralelo e, somente após todas as colunas falharem, o sistema estrutural falhará. A viga de aço biengastada, mostrada na Figura 2.7, falha somente após a formação da terceira rótula. Se uma rótula plástica for considerada um componente de um sistema paralelo, a viga de aço também pode ser modelada com o Modelo em Paralelo.

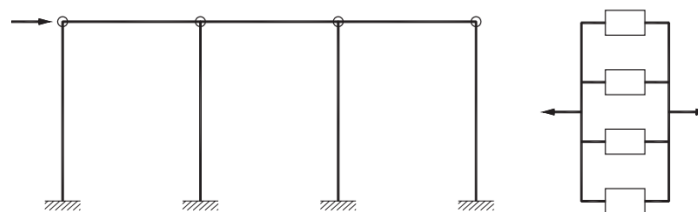


Figura 2.6: Pórtico e Modelo em Paralelo (Li e Li, 2007).

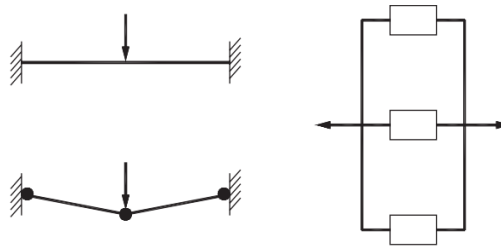


Figura 2.7: Viga biengastada de aço e Modelo em Paralelo (Li e Li, 2007).

- Modelo Série-Paralelo

Se o modo de falha final de uma estrutura redundante compreendendo membros dúcteis não for exclusivo, a estrutura poderá ser representada com o Modelo Série-Paralelo.

O mecanismo de rótula plástica é o modo de falha da estrutura de aço da Figura 2.8. Há um total de três modos de falha possíveis para a estrutura e, uma vez que qualquer um dos três modos de falha ocorra, a estrutura entra em colapso. Logo, a estrutura pode ser representada como um Modelo em Série que compreende três modelos subparalelos, ou seja, é um modelo Série-Paralelo.

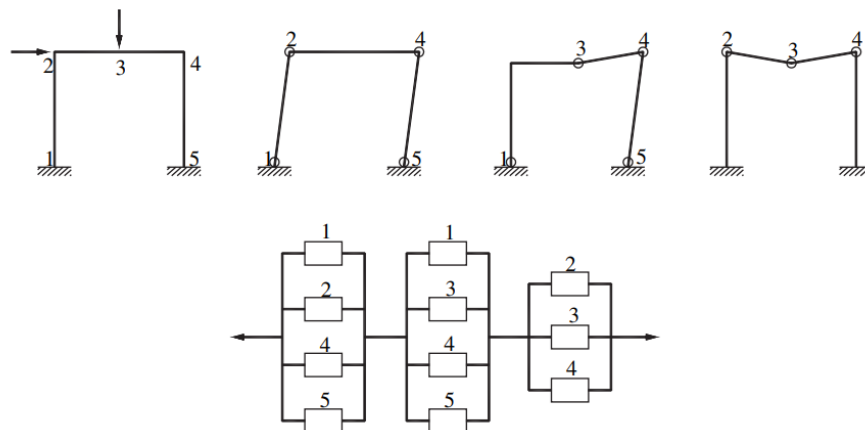


Figura 2.8: Estrutura de aço e Modelo Série-Paralelo (Li e Li, 2007).

Segundo Biondini *et al.* (2008) e Okasha e Frangopol (2010), a redundância de um sistema estrutural ressalta a sua capacidade de redistribuir entre seus elementos e ligações as cargas que não podem mais ser sustentadas por elementos ou partes danificadas. Sistemas estruturais não redundantes podem falhar bruscamente, imediatamente após falhas locais, como perda de elementos de transporte de carga, diferentemente das estruturas que exibem redundância. A redundância significa também uma disponibilidade de aviso antes da falha do sistema. Segundo Fang e Fan (2011), a redundância ajuda a melhorar a margem de segurança de uma estrutura em seu estado inicial e garantir robustez estrutural.

2.6 Índices de Confiabilidade Alvo

Os índices de confiabilidade variam de acordo com cada sistema estrutural e dependem muito de sua reserva de resistência, bem como os tipos de carregamento e propriedades dos materiais utilizados. Segundo Li e Li (2007), índices de confiabilidade altos podem indicar sistemas estruturais robustos e com altas reservas de resistência, e consequentemente dimensionamento antieconômico; enquanto que sistemas estruturais com baixos índices de confiabilidade ou inadequados podem não atender requisitos mínimos de segurança, serviço e durabilidade. É necessária a determinação de um índice de confiabilidade alvo que garanta um equilíbrio entre economia, segurança e durabilidade. Ainda segundo Li e Li (2007), quatro aspectos devem ser considerados para esse fim: psicologia pública, que considera os riscos que surgem de outras exposições e atividades humanas; importância estrutural; natureza do dano estrutural; consequências sociais e econômicas devido a falha estrutural.

Para Li e Li (2007), ao considerar a psicologia pública e para vida útil do projeto para estruturas geralmente de 50 anos, o índice de confiabilidade alvo varia de 2,5 a 4,0.

O índice de confiabilidade de elementos estruturais levando em conta a natureza da ruptura do código chinês é mostrado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Índices de confiabilidade no código chinês para componentes estruturais (Li e Li, 2007).

Importância estrutural / Natureza da ruptura	Importantes	Gerais	Menos importantes
Frágil	4,2	3,7	3,2
Dúctil	3,7	3,2	2,7

Num projeto avançado de estruturas de aço baseado em confiabilidade do sistema estrutural, o índice de confiabilidade alvo deve ser mais alto ou equiparável aos dos componentes estruturais devido à gravidade da falha do sistema estrutural. Os valores dos índices de confiabilidade alvo propostos por Li e Li (2007) para o projeto avançado baseado em confiabilidade do sistema de estruturas de aço estão listados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Índices de confiabilidade alvo para projeto avançado baseado em confiabilidade do sistema de estruturas de aço (Li e Li, 2007).

	Importância estrutural		
	Importantes	Gerais	Menos importantes
Índice β	4,2	3,7	3,2
P_f (%)	1,30e-03	1,10e-02	6,90e-02

Galambos *et al.* (1982) estabeleceram para determinadas situações de carregamento e vida útil da estrutura de 50 anos, o índice de confiabilidade alvo de 3,0 para estruturas submetidas a combinações de ações envolvendo somente cargas gravitacionais e 2,5 para estruturas submetidas a combinação envolvendo ações gravitacionais e vento.

O índice de confiabilidade alvo sugerido pelo *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2001), para estado limite último e estado limite de serviço são mostrados na Tabela 2.3. Para o estado limite último é levado em consideração as consequências da falha.

Tabela 2.3 – Índices de confiabilidade alvo para estado limite último e estado limite de serviço (JCSS, 2001).

Custo relativo das medidas de segurança	Estado Limite Último			Estado Limite de Serviço
	Consequências da falha			
	Pequenas	Moderadas	Elevadas	
Alto	3,1	3,3	3,7	1,3
Moderado	3,7	4,2	4,4	1,7
Baixo	4,2	4,4	4,7	2,3

A confiabilidade alvo para elementos estruturais sujeitos à flexão (estado limite de formação de rótula plástica) e esforços axiais (estado limite de escoamento), segundo o LRFD, está entre 2,6 e 2,8 para combinações do ASCE 7 (ASCE, 2010) para carregamentos gravitacionais (Zhang *et al.*, 2018; Ellingwood, 2000).

Análise Estrutural Avançada

3.1 Considerações Iniciais

Na engenharia estrutural a busca por elementos estruturais mais leves, que suportam as ações atuantes na estrutura bem como uma redução do custo de materiais, visando uma maior economia é cada vez maior. No entanto, os quesitos referentes a segurança e durabilidade devem sempre ser respeitados. A utilização de elementos com esbeltez elevada pode tornar o sistema estrutural instável e propício ao colapso, devido aos grandes deslocamentos e rotações que esse tipo de elemento pode sofrer. Avaliar de forma mais real e precisa o comportamento da estrutura é imprescindível para um bom dimensionamento visando economia e segurança. Isso é possível quando são considerados nas formulações os principais fatores que influenciam de forma significativa no comportamento estrutural. Entre esses fatores se destacam as fontes de não linearidade, tanto a física, como a geométrica, bem como efeitos não lineares provenientes de imperfeições geométricas iniciais, tensões residuais e o comportamento das ligações (ROCHA SEGUNDO, 2019; MAPA, 2016; SILVA, 2009).

Na Figura 3.1 mostra-se a trajetória de equilíbrio (*Carga versus* Deslocamento) de um pórtico submetido a cargas estáticas para diferentes métodos de análise, a saber: Análise elástica de primeira ordem; Análise elástica de segunda ordem; Análise inelástica de primeira ordem, e Análise inelástica de segunda ordem (análise avançada).

A análise avançada indica uma análise inelástica de segunda ordem rigorosa e precisa, onde os fatores supracitados são simultaneamente considerados. Na análise de segunda ordem os esforços internos são influenciados pela configuração deformada da estrutura. A consideração desses efeitos não lineares é fundamental e assegura uma modelagem estrutural mais realística. O projeto avançado de estruturas como um sistema é uma realidade devido aos avanços recentes na análise estrutural não linear, e também devido aos recursos computacionais atualmente disponíveis. Dessa forma, a estabilidade e a resistência do sistema

estrutural como um todo pode ser verificada, não sendo necessária a verificação isolada dos elementos (ALVARENGA, 2005).

Essa realidade — emprego de elementos estruturais mais leves e esbeltos, com carregamentos próximos do limite e a consideração dos efeitos não lineares que influenciam significativamente na análise estrutural — levou ao questionamento quanto ao atendimento à segurança estrutural do sistema. Por isso, estudos conjuntos alinhando análise avançada e confiabilidade estrutural se tornam imprescindíveis e promissores.

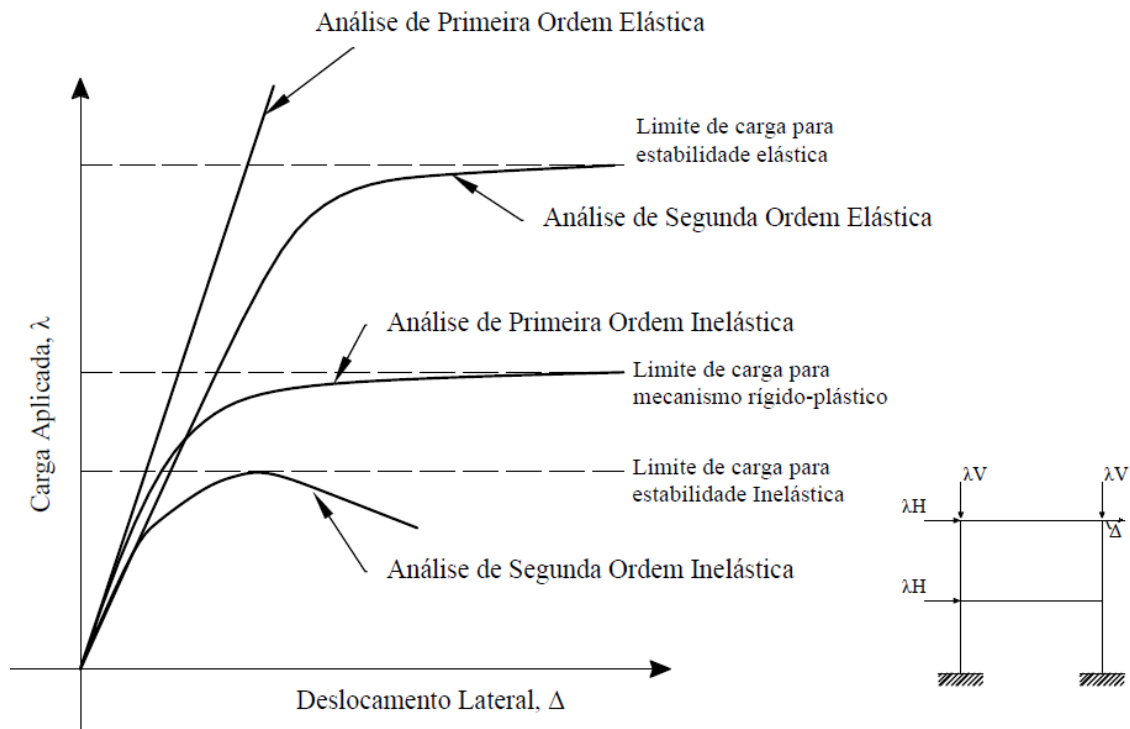


Figura 3.1: Trajetória de equilíbrio para diferentes métodos de análise (Adaptado de Liu, 2019).

3.2 Não Linearidade Geométrica

Entre as fontes de não linearidade geométrica, também conhecido como efeitos de segunda ordem, pode-se destacar aqueles decorrentes dos grandes deslocamentos da estrutura durante a fase de carregamento, resultando no aparecimento de momentos fletores adicionais, devido a esforços axiais presentes.

Os principais efeitos relacionados à não linearidade geométrica, exemplificados na Figura 3.2, são:

1. Efeito global P- Δ , resultado dos deslocamentos horizontais relativos das extremidades das barras da estrutura;

2. Efeito local $P-\delta$ nos elementos, decorrentes dos deslocamentos locais associados à configuração deformada ao longo do eixo de cada barra.

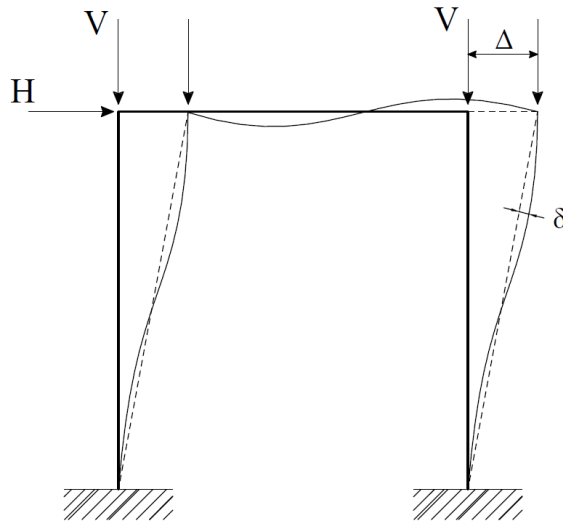


Figura 3.2: Efeitos de segunda ordem: $P-\Delta$ e $P-\delta$ (Adaptado de silva, 2009).

3.3 Não Linearidade Física

A não linearidade física é decorrente da não proporcionalidade das relações tensão *versus* deformação, ou seja, o material não apresenta comportamento elástico linear (a lei de Hooke não é obedecida) (PFEIL; PFEIL, 2009). Entre as fontes de não linearidade física, destaca-se a inelasticidade do aço e a flexibilidade das ligações.

3.3.1 Inelasticidade do Aço

A inelasticidade ou plastificação do aço está ligada na capacidade de perda de rigidez dos elementos da estrutura durante o histórico de carregamento imposto. Após o início do carregamento, há um certo valor de carga que causa deformações permanentes, chamadas deformações plásticas, nos elementos que compõem a estrutura (SILVA, 2009).

A propriedade física do aço que permite grandes deformações nos elementos estruturais antes de sua ruptura é a ductilidade. Essa é uma de suas mais importantes características sendo amplamente considerada nas análises plásticas, uma vez que favorece a redistribuição dos esforços após alguns de seus elementos estruturais atingirem seu limite de resistência (GONÇALVES, 2013; SILVA, 2009).

Na Figura 3.3 mostra-se a relação tensão (F) *versus* deformação (ϵ) para o caso em que o aço é idealizado como um material elástico perfeitamente plástico, bem como a curva real. Na Figura, f_y apresenta-se a tensão de escoamento e ϵ_y , a deformação correspondente.

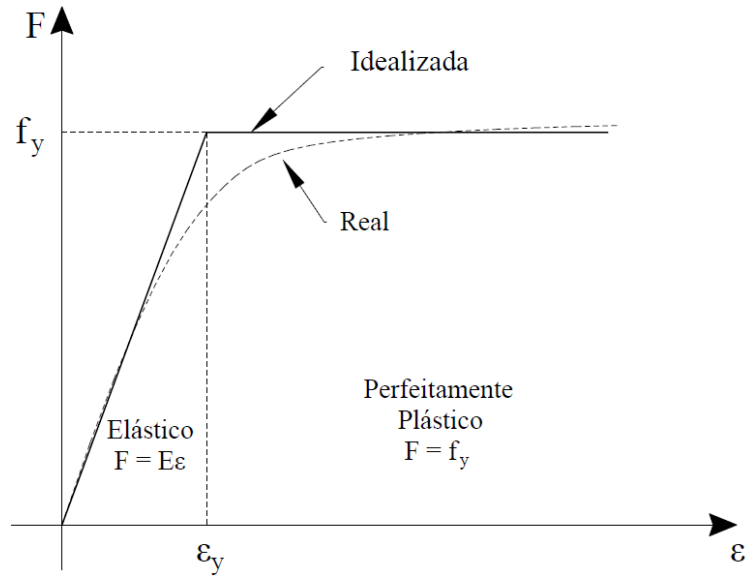


Figura 3.3: Relação tensão x deformação para o aço (Adaptado de Silva, 2009).

A relação momento *versus* rotação também é importante na análise plástica pois a capacidade de carga de uma estrutura devido à plastificação depende dessa relação que, por sua vez, depende da forma da seção transversal (CHEN; SOHAL, 1995). A Figura 3.4 mostra essa relação, onde uma seção de uma barra de aço está submetida a um carregamento crescente.

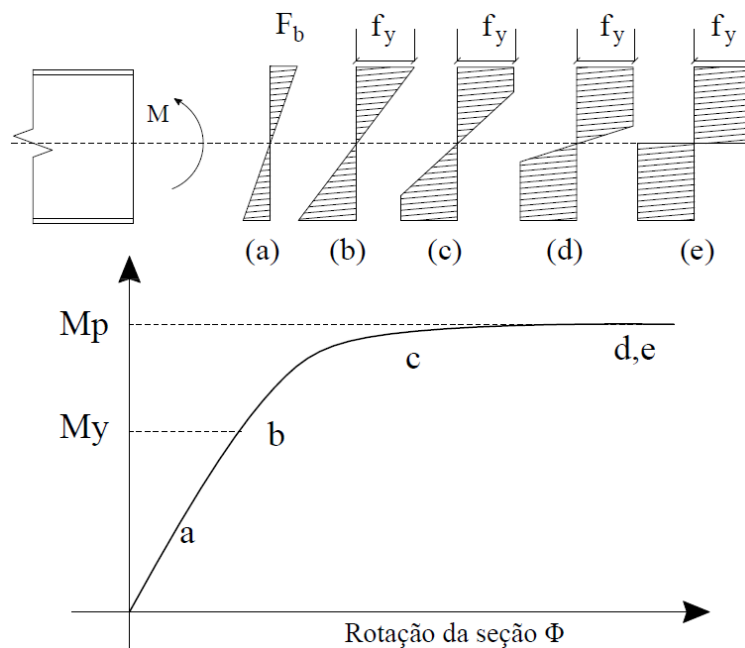


Figura 3.4: Relação momento x rotação (Adaptado Pfeil; Pfeil, 2009).

Na Figura 3.5 mostra-se o processo de plastificação de uma seção transversal de uma viga provocada pelo acréscimo no momento fletor atuante, considerando a relação tensão *versus* deformação idealizada. Inicialmente, apresenta-se na Figura 3.5a, que as fibras estão em regime elástico ($\varepsilon < \varepsilon_y$ e $F < f_y$). Ao atingirem a tensão de escoamento ($F = f_y = E\varepsilon_y$), Figura 3.5.b, as fibras mais externas apresentam o comportamento plástico, enquanto as demais se mantêm no regime elástico. Nesse instante, define-se o momento de início de escoamento, M_y . As fibras internas continuam a plastificar com o aumento de cargas, suportando uma tensão constante, não superior à tensão de escoamento, entretanto, com deformação maior que ε_y (Figura 3.5c). A região onde existe material em escoamento, indicada na figura pelo símbolo A_p , é denominada zona plástica. Esse processo continua até que toda a seção tenha sido plastificada (Figuras 3.5d), atingindo o momento de plastificação, M_p , que é o maior momento que a seção pode suportar e conseqüentemente, maior que o momento de escoamento. Quando isto ocorre é formado a “rótula plástica”. Vigas e Pórticos permitem a formação de um determinado número de rótulas plásticas. Ao atingir esse número, a redistribuição de esforços não é mais possível e a estrutura torna-se hipostática transformando-se em um mecanismo, não suportando mais o acréscimo de carga e entra em colapso (GONÇALVES, 2013; SILVA, 2009).

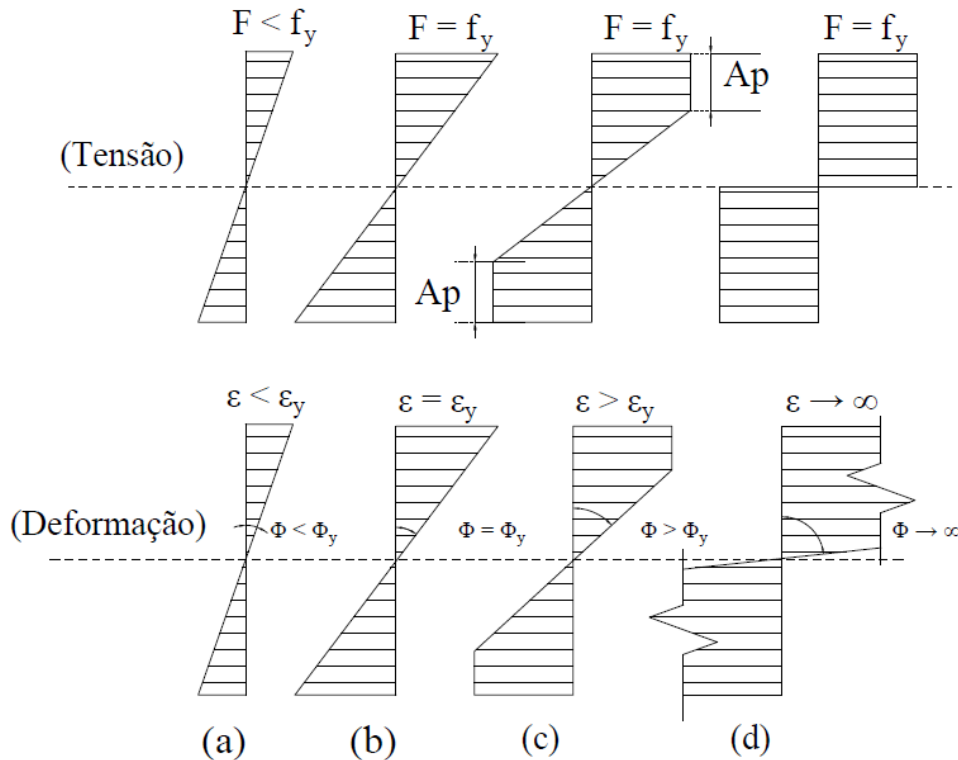


Figura 3.5: Processo de plastificação de uma seção transversal (Adaptado de Silva, 2009).

Na Figura 3.6 mostra-se a relação momento-curvatura e ilustra-se o comportamento da seção transversal nos regimes elástico (A), elasto-plástico (C) definido quando existe uma parte da seção cujas fibras já se plastificaram e outra, onde as fibras ainda se encontram no domínio elástico, e plástico (D). O ponto B representa o início de escoamento da seção quando ocorre a plastificação das fibras extremas.

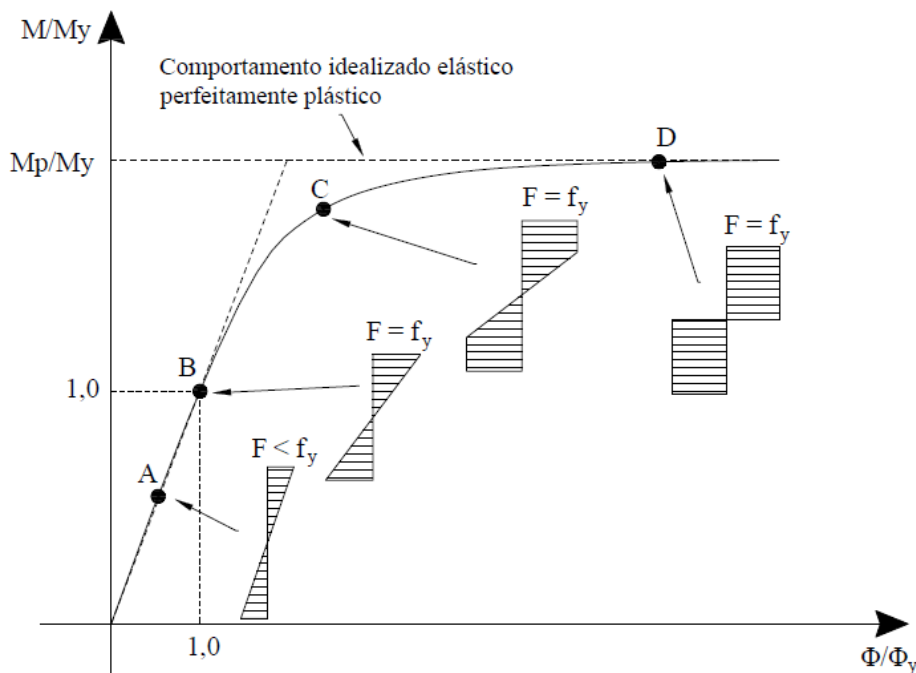


Figura 3.6: Relação momento-curvatura (Adaptado de Silva, 2009).

3.3.2 Flexibilidade das Ligações

As ligações desempenham um papel importante no desempenho estrutural de um sistema, sendo responsáveis pela transferência de forças e momentos entre os elementos que o compõem. Em projetos, as ligações entre as extremidades das barras são comumente consideradas como perfeitamente rígidas ou rotuladas. Nas ligações totalmente rígidas o momento na extremidade da viga é completamente transferido para a coluna, devido ao fato de a ligação não sofrer rotação relativa quando a estrutura se deforma. Nas ligações perfeitamente rotuladas não há transferência de momento entre a viga e a coluna, fazendo com que esses elementos se comportem de forma independente. São hipóteses que simplificam o processo de análise, mas que não retratam o real comportamento das ligações da estrutura (SILVA, 2009).

A maioria das ligações usadas atualmente possuem comportamento semirrígido, sendo responsável por uma influência na estabilidade global da estrutura, bem como na

redistribuição dos esforços. A consideração de ligações semirrígidas e o entendimento de seu comportamento pode proporcionar o desenvolvimento de projetos mais econômicos que garanta a estabilidade global do sistema. A utilização de métodos avançados de análise é uma das alternativas para se alcançar projetos mais econômicos, além de proporcionar uma simulação mais realista do comportamento estrutural. Por esses motivos, as normas de projeto estrutural passaram a considerar os três comportamentos das ligações (SILVA, 2009).

3.4 Imperfeições Geométricas Iniciais e Tensões Residuais

Os membros estruturais podem conter imperfeições geométricas iniciais tais como desaprumos de montagem da estrutura (não verticalidade) e a curvatura inicial, originadas de erros durante o processo de fabricação, transporte e montagem dos elementos estruturais. A Figura 3.7 mostra como as normas consideram a falta de prumo (Δ_0) e a curvatura inicial (δ_0) no elemento estrutural, sendo seus valores diferentes de uma norma para outra.

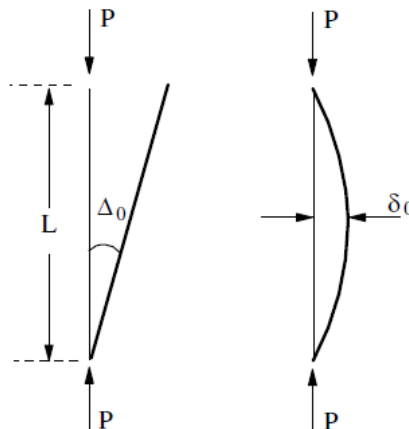


Figura 3.7: Imperfeições geométricas iniciais (Adaptado de Silva, 2009).

As tensões residuais, consideradas uma imperfeição inicial do material, são tensões normais e de cisalhamento que surgem durante o resfriamento não uniforme de um perfil, decorrente do processo de fabricação e que permanecem nas peças. Tratam-se de tensões internas, causadas por ações externas, e, portanto, com resultantes nulas de força e momento (FAKURY *et al.*, 2011).

As extremidades do perfil resfriavam-se mais rapidamente que a região central, contraindo-se. Quando ocorre o resfriamento da parte central, as extremidades, já solidificadas, impedem essa região de contrair-se livremente. Assim, as tensões residuais são

de tração na parte central e de compressão nas extremidades. Essas tensões são sempre normais à seção transversal dos perfis (SILVA, 2009).

No diagrama tensão *versus* deformação do aço com tensões residuais, a transição do regime elástico para o patamar de escoamento é mais gradual, como apresentado na Figura 3.8. Em um perfil com tensões residuais, o escoamento se inicia a uma tensão F_e , onde o diagrama F *versus* ϵ deixa de ser linear. Isso ocorre para uma tensão média menor do que f_y devido à plastificação localizada originada da adição das tensões residuais às tensões de origem mecânica (PFEIL; PFEIL, 2009).

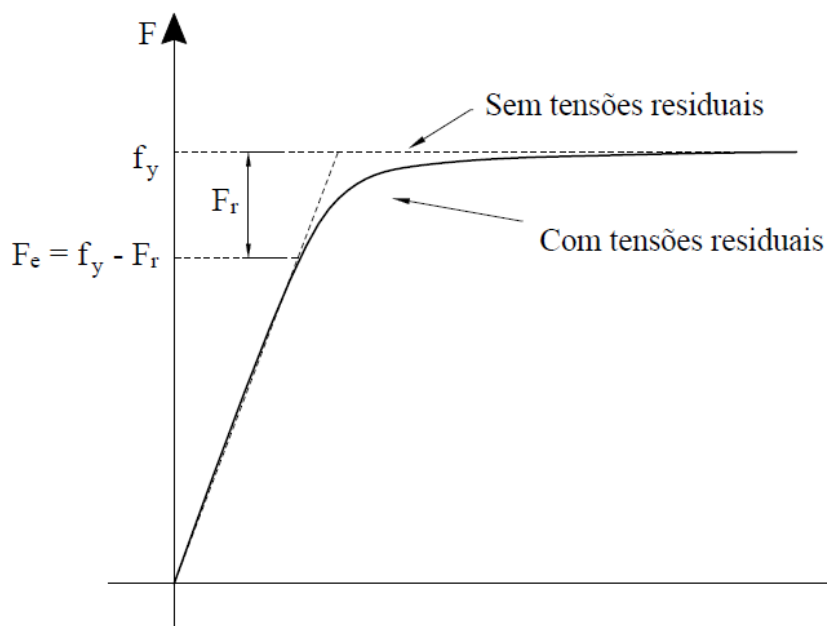


Figura 3.8: Diagrama tensão *versus* deformação do aço com tensões residuais (Adaptado de Pfeil; Pfeil, 2009).

3.5 Software de Análise Estrutural MASTAN2

A complexidade das análises onde se busca avaliar de forma mais real e precisa o comportamento da estrutura exige recursos computacionais cada vez mais refinados. Os avanços tecnológicos e recursos computacionais disponíveis atualmente permitem que análises de estruturas onde considerações de diferentes tipos de não linearidades possam ser realizadas. Hoje existem softwares que possuem recursos tecnológicos suficientes para que análises tanto lineares quanto não lineares possam ser feitas, de maneira simples e didática, como é o caso do software de análise estrutural MASTAN2¹ (ZIEMIAN; McGUIRE, 2015).

¹ Software computacional MASTAN2, disponível para download em: < <http://www.mastan2.com> >.

O MASTAN2 (versão 3.5.4 de 2015), foi utilizado nesta dissertação para as análises inelásticas de segunda ordem e a obtenção do fator de carga de pórticos metálicos planos, necessário à avaliação da função de desempenho para obtenção da confiabilidade estrutural.

O MASTAN2 utiliza o método dos elementos finitos em sua formulação, e foi desenvolvido com base na reconhecida aplicação comercial de computação e análise numérica MATLAB®. O programa possui um sistema gráfico e interativo de pré-processamento, análise e pós-processamento integrados.

Opções de pré-processamento incluem a definição da geometria da estrutura, via coordenadas, de nós e de elementos de barras. Os comandos para definição das restrições de apoio, deslocamentos prescritos, propriedades das seções e materiais, carregamentos concentrados, distribuídos e de efeitos de temperatura estão dispostos de forma muito organizada e com uma homogênea filosofia de criação, atribuição e edição dessas definições. Uma aplicação dos recursos de pré-processamento é mostrada na Figura 3.9.

O módulo de análise permite solucionar problemas lineares e não-lineares (análise elástica e inelástica) para estruturas de pórticos e treliças (em modelos planos ou tridimensionais), sujeitas a cargas estáticas. Para uma análise inelástica de segunda ordem o programa dispõe de quatro módulos de elasticidade distintos, entre eles o E_m que é o módulo de elasticidade tangente modificado, que incorpora na análise os efeitos das tensões residuais. Além disso, vale ressaltar que o MASTAN2 utiliza a teoria da rótula plástica para prever o comportamento inelástico do material.

Para as etapas de pós-processamento é possível avaliar os resultados por meio de diagramas de deformação e esforços, gráficos e relatórios de texto. Nas Figuras 3.10a e 3.10b podemos ver os recursos de análise e pós-processamento de uma estrutura, como a configuração deformada, formação das rótulas plásticas e respectivos fator de carga, bem como as curvas de respostas (trajetórias de equilíbrio).

Usuários do programa MATLAB® podem ter acesso a doze funções de análise do MASTAN2 e utilizá-las em aplicações específicas. No site oficial do programa e no pacote de instalação há uma documentação básica dos comandos e um exemplo didático de aplicação. As rotinas de análise linear e não linear do MASTAN2 são baseadas nas formulações teóricas e numéricas apresentadas no livro *Matrix Structural Analysis, 2nd Edition*, de McGuire, Gallagher e Ziemian (2000).

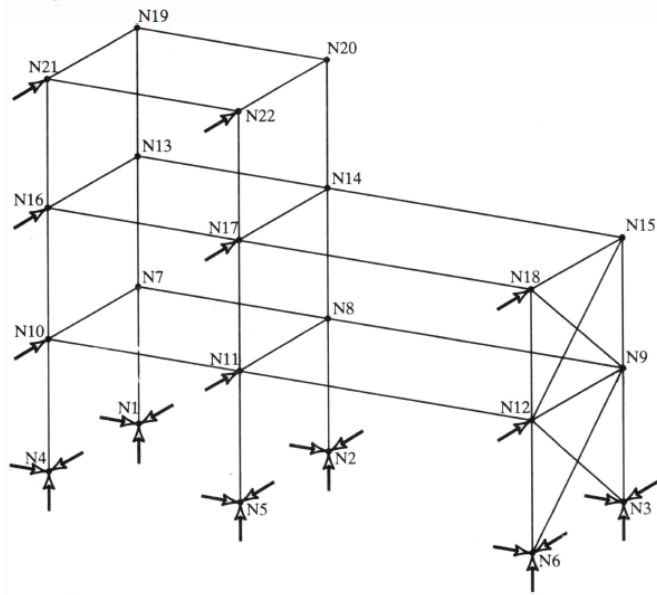
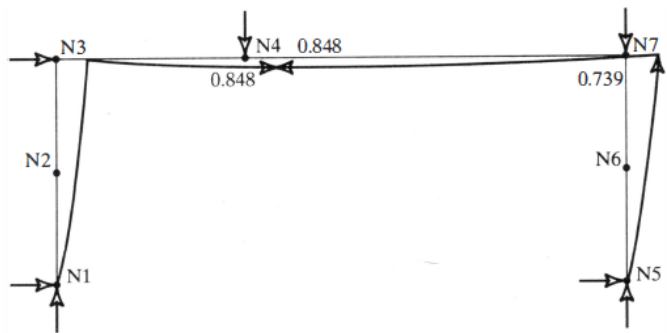
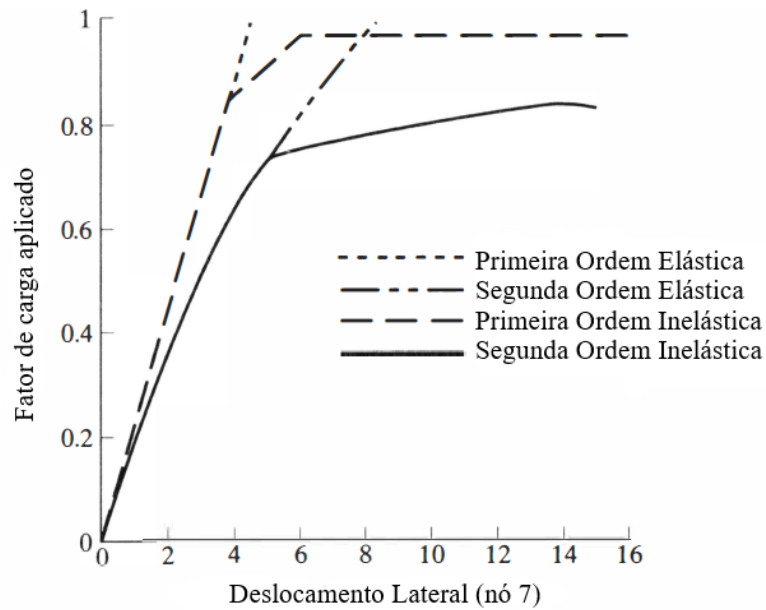


Figura 3.9: Recursos de Pré-processamento do MASTAN2. (McGuire, Gallagher e Ziemian, 2000).



a) Configuração deformada, rótulas plásticas e fator de carga.



b) Curvas de resposta.

Figura 3.10: Recursos de Pós-processamento do MASTAN2. (Adaptado de McGuire, Gallagher e Ziemian, 2000).

Ferramenta Computacional para Análise de Confiabilidade

4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo aborda-se a ferramenta computacional utilizada para avaliação da confiabilidade estrutural dos pórticos metálicos planos que serão estudados no Capítulo 5. Mapa (2016) desenvolveu e utilizou uma ferramenta computacional que avalia a confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos, via método analítico FORM e método de simulação de Monte Carlo. Mapa (2016) ressalta que o algoritmo dessa ferramenta foi desenvolvido em linguagem MATLAB® por ser um ambiente de programação voltado para resolução de cálculos numéricos, álgebra matricial e por conter várias funções estatísticas. Em sua dissertação são apresentados maiores detalhes sobre a implementação. A ferramenta computacional foi projetada para uma integração e funcionamento acoplado com o programa de análise estrutural CS-ASA na versão desenvolvida por Silva (2009), necessário à realização das análises estruturais avançadas, onde o comportamento não linear geométrico e a flexibilidade das ligações são considerados. Essa implementação teve a precisão e eficiência validadas.

Nessa nova versão da ferramenta computacional, a confiabilidade estrutural é obtida pelo método analítico FORM e possui funcionamento integrado com o *software* MASTAN2. Esse outro *software* de análise estrutural é necessário à realização das análises estruturais avançadas, considerando o comportamento não linear geométrico e não linear físico, simultaneamente. O objetivo é avaliar a probabilidade de falha de pórticos metálicos planos através da avaliação da função de desempenho formulada para o problema estrutural. A análise de confiabilidade é realizada na plataforma MATLAB R2019b (versão 9.7.0.1216025), licença de uso individual estudantil, para sistema operacional *Windows* de 64 bits, que executa

e utiliza as respostas estruturais fornecidas pelo MASTAN2 para avaliação da função de desempenho a cada iteração.

As funções de desempenho são funções implícitas das variáveis aleatórias básicas, necessitando, portanto, da análise estrutural a cada iteração. Na versão anterior da ferramenta, as funções de desempenho foram formuladas para estados limites relacionados à resistência local dos elementos estruturais dos pórticos e estados limites de serviço relacionados a deslocamentos verticais e horizontais nos pórticos. Neste trabalho, a função de desempenho proposta está relacionada ao colapso plástico da estrutura, formulada em função da resistência última do sistema estrutural (R) e em função da sollicitação (S) atuante no sistema estrutural, conforme:

$$G(\mathbf{U}) = 1 - \frac{S}{R} = 1 - \frac{S}{\lambda \cdot S} = 1 - \frac{1}{\lambda} \quad (4.1)$$

Na equação anterior, a resistência global da estrutura é expressa em função de um fator adimensional de carga $\lambda = R / S$. Esse parâmetro fornece quantas vezes a resistência ao colapso da estrutura é maior do que a sollicitação atuante, com base em análise inelástica de segunda ordem. O fator λ expressa a sollicitação necessária para formação do mecanismo da estrutura, seja por colapso plástico (formação última rótula plástica) ou instabilidade do sistema.

4.2 Funcionamento

4.2.1 Programa de Análise Estrutural

A ferramenta desenvolvida por Mapa (2016) é constituída por funções e *script* escritos em linguagem MATLAB®, que resultaram num código enxuto, de fácil compreensão e edição pelo usuário. O primeiro procedimento a ser feito, para a o cálculo da confiabilidade da estrutura, é realizar uma análise inelástica de segunda ordem determinística, pelo programa MASTAN2, que irá fornecer os fatores de carga λ . As rotinas de análise estrutural do MASTAN2 foram implementadas na plataforma MATLAB®. Para isso é necessário fazer o lançamento da estrutura, inserindo coordenadas dos nós, condições de contorno, carregamento e locais de sua aplicação, conforme mostrado na Figura 4.1.


```

60         ];
61     %
62     % thermal_info = [thermal effects along elements' local axes, including
63     %                 thermal coef, dT(centroid), Tgradient(y'), Tgradient(z')]
64     %
65 - thermal_info = [...
66         0 0 0 0;...      Element 1's temp. effects
67         0 0 0 0;...      Element 2's temp. effects
68         0 0 0 0;...      Element 3's temp. effects
69         0 0 0 0;...      Element 4's temp. effects
70     ];

```

Figura 4.1: Coordenadas dos nós, condições de contorno e carregamento.

Em seguida é necessário inserir, conforme apresentado na Figura 4.2, informações sobre a estrutura a ser analisada, como conectividades e número dos elementos, propriedades da seção e do material, bem como informações acerca da rotação de elementos e rigidez das ligações.

```

71     %
72     % Element information
73     % Requires six arrays to be constructed, including
74     % elem_info, uniload_info, thermal_info, sect_info, sect_name, mat_info, mat_name
75     %
76     %
77     % elem_info = [Node i, Node j, Section #, Material #, Beta Angle (rads), ...
78     %             Flexure condition Node i (rigid=0,pin=1,spring=2),...
79     %             Flexure condition Node j (rigid=0,pin=1,spring=2), ...
80     %             Warping condition Node i (fixed=0,free=1,cont=2),...
81     %             Warping condition Node j (fixed=0,free=1,cont=2), ...
82     %             Major-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
83     %             Minor-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
84     %             Major-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
85     %             Minor-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
86     %             Major-axis spring moment capacity Mpz node i (val = value to inf (unlimited)),...
87     %             Minor-axis spring moment capacity Mpz node i (val = value to inf (unlimited)),...
88     %             Major-axis spring moment capacity Mpz node j (val = value to inf (unlimited)),...
89     %             Minor-axis spring moment capacity Mpz node j (val = value to inf (unlimited))]
90 - elem_info = [...
91         1 2 1 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 1's information
92         2 3 2 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 2's information
93         3 4 2 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 3's information
94         4 5 3 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 4's information
95     ];
96
97     %
98     % Section information
99     % Requires two arrays to be constructed, including
100    % sect_info and sect_name
101    %
102    % sect_info = [Area, Moment of inertia Izz, Moment of inertia Iyy, Torsion constant J,
103    %             Warping coefficient Cw, Plastic section modulus Zzz, Plastic section modulus Zyy, ...
104    %             Shear area Ayy, Shear area Azz YldSurf(1) YldSurf(2) YldSurf(3)]
105 - sect_info = [...
106         16000 1.18e+09 4.4e+07 1.17e+06 4.82e+12 4.01e+06 5.44e+05 Inf Inf 1 1 1;...%Section 1's properties
107         5890 1.560e+08 5.16e+06 1.92e+05 1.98e+12 8.85e+05 1.15e+05 Inf Inf 1 1 1;...%Section 2's properties
108         6640 2.120e+08 6.39e+06 2.1e+05 3.08e+11 1.0959e+06 1.32e+05 Inf Inf 1 1 1; %Section 3's properties
109     ];

```

```

110 %
111 % sect_name = [brief text string describing section]
112 %
113 - sect_name = {...
114         'W27 x 84';...      Section 1's name
115         'W16 x 31';...      Section 2's name
116         'W18 x 35';...      Section 3's name
117     };
118 %
119 % Material information
120 % Requires two arrays to be constructed, including
121 % mat_info and mat_name
122 %
123 % mat_info = [Modulus of elasticity E, Poisson Ratio v, Yield strength Fy, Weight density Wt. Dens.]
124 %
125 - mat_info = [...
126         200*0.9 0.3 0.345*0.9 0;... %Material 1's properties
127     ];
128 %
129 % mat_name = [Brief text string describing material]
130 %
131 - mat_name = {...
132         'Steel';...          Material 1's name
133     };
134 %
135 % End of user defined information
136 %

```

Figura 4.2: Conectividades, propriedades da seção e do material, rotação de elementos e rigidez das ligações.

Após essa etapa é necessário escolher o tipo de solução e os parâmetros para o seu controle. Na Figura 4.3 especifica-se estes comandos, com destaque para os comandos “E_t” (linha 176), para se escolher o módulo de elasticidade a ser usado, o comando “anatype” (linha 177), para se escolher o tipo de análise a ser feita, o comando “user_def” (linha 185), que realiza a análise pelo MASTAN2 e o comando “ele_yld (:,:,end)” (linha 193), que após a análise, identifica qual elemento teve plastificação e qual o respectivo fator de carga λ , exibindo na tela estas informações.

```

173 %Please change these variables to control the analysis solution
174 %
175 - struct_type = 2; %SpaceFrame(1)|PlanarFrame(2)|SpaceTruss(3)|PlanarTruss(4)
176 - E_t = 3; %E(1)|E_t(2)|E_tm(3) E_t AISC(4)
177 - anatype = 4; %1st-orderElastic(1)|2nd-orderElastic(2)|1st-orderInelastic(3)
178         %|2nd-orderInelastic(4)|Elastic Critical Load(5)
179 - sol_scheme = 2; %Simple Step(1)|Predictor-Corrector(2)|
180 - incr_size = 0.001; %increment size
181 - incr_nums = 20000; %number of increments or number of modes
182 - stop_ratio = 2; %maximum applied load ratio
183 - restart = 1; % start new (1) | restart from prev. analysis (2)
184 - apratios = [];
185 - user_def = 0; % MSA2 analysis engine (0) | User Defined analysis (1)
186 - kftoggle = 0;
187
188 - [analysis_info,periods_info,stiff,ele_pldef,defl,react,ele_for,ele_yld,...
189     applfm,status_mes] = ud_batch_anaprep(h_stat_mes,struct_type,E_t,anatype,sol_scheme,incr_size,...
190     incr_nums,stop_ratio,restart,apratios,user_def,node_info,elem_info,sect_info,sect_name,...
191     mat_info,mat_name,fixity_info,nload_info,settle_info,unload_info,analysis_info,periods_info,...
192     stiff,ele_pldef,defl,react,ele_for,ele_yld,applfm,kftoggle);
193 - ele_yld(:,:,end)
194 - toc

```

Figura 4.3: Comando do tipo de solução e os parâmetros necessários para o seu controle.

4.2.2 Programa de Análise de Confiabilidade

Na Figura 4.4 mostram-se as funções e *scripts* necessários ao funcionamento do programa de confiabilidade. Inicialmente é necessário editar a função *ReadFILEOUT.m*, da mesma forma que foi feito na Seção 4.2.1, em seguida devem ser especificados os locais (campos) do arquivo onde estarão contidos os valores médios das variáveis aleatórias de projeto (vetor **U**, definido no script *SETUP.m*), conforme mostrado na Figura 4.5. O arquivo *ReadFILEOUT.m* tem como saída **LU** que é o valor do fator de carga, necessário para avaliar a função de desempenho, presente na função *LimitState.m*.

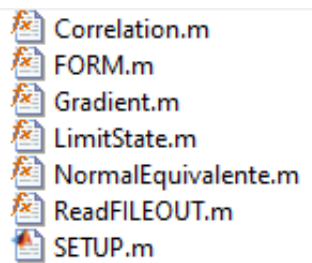


Figura 4.4: Funções e script.

```
1 function [ LU ] = ReadFILEOUT( U )
2 %
3 % Create space for all arrays (Do not modify).
4 %
5 node_info = []; elem_info = [];
6 sect_info = []; sect_name = [];
7 mat_info = []; mat_name = [];
8 nload_info = []; uniload_info = [];
9 fixity_info = []; settle_info = [];
10 %
11 % ^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^^
12 % Start of user defined information (Should be modified).
13 %
14 % model_title = [text string describing section]
15 model_title = 'Viga Continua Casol';
16 %
17 % Node information
18 % Requires three arrays to be constructed, including
19 % node_info, support_info, nload_info
20 %
21 node_info = [...
22     0 0 0; ... %Node 1's XYZ Coordinates
23     3660 0 0; ... %Node 2's XYZ Coordinates
24     5490 0 0; ... %Node 3's XYZ Coordinates
25     9150 0 0; ... %Node 4's XYZ Coordinates
26     11890 0 0; ... %Node 5's XYZ Coordinates
27 ];
28 %
29 % support_info = [Support condition of nodes' six d.o.f.
30 % (free=NaN, fixed=0, val for prescribed displacement)]
31 %
```

```

32 - support_info = [...
33         0 0 NaN NaN NaN 0;...           Node 1's support condition
34         NaN 0 NaN NaN NaN NaN;...       Node 2's support condition
35         NaN NaN NaN NaN NaN NaN;...     Node 3's support condition
36         NaN 0 NaN NaN NaN NaN;...       Node 4's support condition
37         0 0 NaN NaN NaN 0;...           Node 5's support condition
38     ];
39
40     % nload_info = [concentrated force or moment on nodes' six d.o.f.]
41     %
42 - nload_info = [...
43         0 0 0 0 0 0;...           Node 1's forces/moments
44         0 0 0 0 0 0;...           Node 2's forces/moments
45         0 -(U(1)+U(2)) 0 0 0 0;...     Node 3's forces/moments
46         0 0 0 0 0 0;...           Node 4's forces/moments
47         0 0 0 0 0 0;...           Node 5's forces/moments
48     ];
49
50     % uniload_info = [uniformly distributed loads along elements' local axes (x,y,z)]
51     %
52 - uniload_info = [...
53         0 0 0 ;...           Element 1's distributed load
54         0 0 0 ;...           Element 2's distributed load
55         0 0 0 ;...           Element 3's distributed load
56         0 0 0 ;...           Element 4's distributed load
57     ];
58
59     % thermal_info = [thermal effects along elements' local axes, including
60                     thermal coef, dT(centroid), Tgradient(y'), Tgradient(z')]
61     %
62 - thermal_info = [...
63         0 0 0 0;...           Element 1's temp. effects
64         0 0 0 0;...           Element 2's temp. effects
65         0 0 0 0;...           Element 3's temp. effects
66         0 0 0 0;...           Element 4's temp. effects
67     ];
68
69     % Element information
70     % Requires six arrays to be constructed, including
71     % elem_info, uniload_info, thermal_info, sect_info, sect_name, mat_info, mat_name
72     %
73     %
74     % elem_info = [Node i, Node j, Section #, Material #, Beta Angle (rads), ...
75     %             Flexure condition Node i (rigid=0,pin=1,spring=2),...
76     %             Flexure condition Node j (rigid=0,pin=1,spring=2), ...
77     %             Warping condition Node i (fixed=0,free=1,cont=2),...
78     %             Warping condition Node j (fixed=0,free=1,cont=2), ...
79     %             Major-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
80     %             Minor-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
81     %             Major-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
82     %             Minor-axis spring stiffness node i (val = 0 (pin) to inf (rigid)),...
83     %             Major-axis spring moment capacity Mpz node i (val = value to inf (unlimited)),...
84     %             Minor-axis spring moment capacity Mpz node i (val = value to inf (unlimited)),...
85     %             Major-axis spring moment capacity Mpz node j (val = value to inf (unlimited)),...
86     %             Minor-axis spring moment capacity Mpz node j (val = value to inf (unlimited))]
87 - elem_info = [...
88         1 2 1 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 1's information
89         2 3 2 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 2's information
90         3 4 2 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 3's information
91         4 5 3 1 0 0 0 0 0 inf inf inf inf inf inf inf;... %Element 4's information
92     ];

```

```

93 %
94 % Section information
95 % Requires two arrays to be constructed, including
96 % sect_info and sect_name
97 %
98 % sect_info = [Area, Moment of inertia Izz, Moment of inertia Iyy, Torsion constant J,
99 %             Warping coefficient Cw, Plastic section modulus Zzz, Plastic section modulus Zyy, ...
100 %             Shear area Ayy, Shear area Azz YldSurf(1) YldSurf(2) YldSurf(3)]
101 sect_info = [...
102     U(5) U(6) 4.4e+07 1.17e+06 4.82e+12 4.01e+06 5.44e+05 Inf Inf 1 1 1;... %Section 1's properties
103     U(7) U(8) 5.16e+06 1.92e+05 1.98e+12 8.85e+05 1.15e+05 Inf Inf 1 1 1;... %Section 2's properties
104     U(9) U(10) 6.39e+06 2.1e+05 3.08e+11 1.0959e+06 1.32e+05 Inf Inf 1 1 1; %Section 3's properties
105     ];
106 %
107 % sect_name = [brief text string describing section]
108 %
109 sect_name = {...
110     'W27 x 84';...      Section 1's name
111     'W16 x 31';...      Section 2's name
112     'W18 x 35';...      Section 3's name
113     };
114 %
115 % Material information
116 % Requires two arrays to be constructed, including
117 % mat_info and mat_name
118 %
119 % mat_info = [Modulus of elasticity E, Poisson Ratio v, Yield strength Fy, Weight density Wt. Dens.]
120 %
121 mat_info = [...
122     U(3) 0.3 U(4) 0;... %Material 1's properties
123     ];
124 %
125 % mat_name = [Brief text string describing material]
126 %
127 mat_name = {...
128     'Steel';...        Material 1's name
129     };
130 %
131 % End of user defined information
132 %

```

Figura 4.5: Função ReadFILEOUT.m.

Em seguida o usuário deve abrir o script *SETUP.m*. Este *script* funciona como programa principal, gerenciando todo o processo de cálculo necessário à análise de confiabilidade estrutural. O usuário deve editar o *script*, definindo os seguintes argumentos:

- a) o vetor coluna que deverá conter os valores médios das variáveis aleatórias;
- b) o vetor coluna que deverá conter os coeficientes de variação das variáveis aleatórias;
- c) o vetor coluna que deverá conter o tipo de distribuição de probabilidade de cada variável aleatória que poderá ser um dos três tipos: 1 - Normal, 2 - Lognormal ou 3 - Extremo Tipo I (Gumbel);
- d) a matriz dos coeficientes de correlação entre as variáveis aleatórias caso existam variáveis correlacionadas;
- e) variável numérica definindo o método de análise de confiabilidade, podendo o usuário optar por: 1 - Método analítico FORM;

- f) variável numérica definindo o valor de erro absoluto para a estimativa do índice de confiabilidade β , já que durante o processo iterativo do FORM checa-se a variação relativa do valor de β e interrompe-se o processo quando essa variação é inferior a tolerância estabelecida no valor numérico fixado pelo usuário;
- g) variável numérica definindo o tamanho Δx da perturbação relativa, necessária ao método da diferença finita central utilizado para o cálculo dos gradientes da função de falha para cada uma das variáveis aleatórias a cada iteração do método FORM.

O script *SETUP.m* chama e fornece à função *FORM.m* os argumentos de entrada definidos. A Figura 4.6 mostra o script mais detalhadamente.

```

1 - clear; %%Remove todas as variáveis do Workspace do MATLAB
2 - clc; %%Limpa a tela (command window) do MATLAB
3 %% Primeira seção do script SETUP.m
4
5 - Dn=1.2921*349.19/3.60
6 - Ln=1.2921*349.19/2.40
7 - P=1.2*Dn+1.6*Ln
8
9 - medias=[1.05*Dn;Ln;200;1.1*0.345;16000;1.18e+09;5890;156000000;6640;212000000];
10 - deltas=[0.10;0.25;0.04;0.06;0.05;0.05;0.05;0.05;0.05;0.05];
11 - distribs=[1;3;2;2;1;1;1;1;1;1];
12
13 %%Definição da matriz dos coeficientes de correlação entre as variáveis
14 %%aleatórias, indicando a existência ou não de variáveis correlacionadas:
15 - corr = eye(length(medias)); %%Matriz identidade (31x31): inexitem correlações
16 %%Definição do método de análise de confiabilidade que será realizado:
17 - metodo=1; %%Opções: 1 - Método FORM; 2 - Simulação de Monte Carlo; 3 - Ambos
18 %%Definição da tolerância para interrupção do FORM (convergência Beta):
19 - tole=1E-03;
20 %%Definição da perturbação relativa, necessária ao método da diferença
21 %%finita central, para o cálculo do vetor gradiente no espaço original:
22 - dx=1E-03;
23
24 - FORM(medias,deltas,distribs,corr,tole,dx); %%argumentos de entrada da função;

```

Figura 4.6: Script *SETUP.m*.

A função *LimitState.m* também é editável, e chama a função *ReadFILEOUT.m*, que realiza a análise estrutural e devolve como argumento de saída o valor da função de desempenho $G(\mathbf{U})$ (equação de estado limite) avaliada para os valores do vetor \mathbf{U} de entrada em *ReadFILEOUT.m*. A função *LimitState.m* é mostrada na Figura 4.7.

```

1  function [ GU ] = LimitState(U)
2
3  -   LU=ReadFILEOUT(U);
4  -   GU=1-1/LU;
5
6  -   end

```

Figura 4. 7: Função LimitState.m.

Em caso de variáveis correlacionadas, a função *FORM.m* invoca a função *Correlation.m*, fornecendo a matriz de correlação, vetor dos coeficientes de variação e o vetor que contém o tipo de distribuição de probabilidade de cada variável aleatória como argumentos de entrada. A função *Correlation.m* retorna como argumento de saída a matriz inversa de **L** (matriz triangular inferior obtida por decomposição de Choleski da matriz dos coeficientes de correlação equivalentes). Caso não existam variáveis correlacionadas, a função *Correlation.m* gera a matriz inversa de **L** como sendo uma matriz identidade com base no número de variáveis aleatórias, caracterizando a não existência de correlações entre variáveis.

Ao executar o script *SETUP.m*, a função *FORM.m* é invocada e o processo de análise de confiabilidade é iniciado. Este processo pode ser resumido pelo seguinte algoritmo, segundo Mapa (2016):

- 1) Invocar a função *Correlation.m*, avaliar as correlações equivalentes entre as variáveis e montar a matriz \mathbf{L}^{-1} necessária à transformação de Nataf;
- 2) Definir o ponto de partida **U** no espaço original. O vetor ponto inicial é composto pelas médias das variáveis aleatórias;
- 3) Avaliar as médias e desvios padrão das normais equivalentes do vetor **U**, invocando a função *NormalEquivalente.m* para cada variável aleatória com distribuição não-normal, fornecendo como argumento de entrada o valor atual da variável, o valor da função distribuição acumulada e o valor da função densidade de probabilidade. A função *NormalEquivalente.m* fornece como argumento de saída a média e o desvio padrão da distribuição normal equivalente;
- 4) Montar o vetor coluna **m** contendo as médias equivalentes e montar a matriz diagonal **σ** contendo os desvios padrão equivalentes;
- 5) Avaliar a função de desempenho $G(\mathbf{U})$ invocando a função *LimitState.m* e fornecendo como argumento de entrada o vetor **U** composto pelos valores atuais das variáveis aleatórias no espaço original;

6) Montar a matriz Jacobiano da transformação através do produto entre matrizes:

$$\mathbf{J} = \mathbf{L}^{-1} \boldsymbol{\sigma}^{-1};$$

7) Avaliar os gradientes da função de desempenho no espaço original, através do método da diferença finita central, invocando a função *Gradient.m*, fornecendo como argumentos de entrada o vetor \mathbf{U} e o valor da perturbação Δx . A função *Gradient.m* devolve como argumento de saída o vetor gradiente da função de desempenho no espaço original $\nabla G(\mathbf{U})$. O método da diferença finita central torna-se necessário uma vez que a função de desempenho (equação de estado limite) é implícita e avaliar as derivadas parciais de primeira ordem de forma analítica não é possível. De acordo com o método da diferença central:

$$\frac{\partial G(U_1, U_2, \dots, U_n)}{\partial U_i} = \frac{G(U_i + \Delta x) - G(U_i - \Delta x)}{2 \cdot \Delta x}$$

A função de desempenho $G(\mathbf{U})$ deve ser derivada com relação a todas as variáveis aleatórias. A função *Gradient.m* deve avaliar a função de desempenho em $G(U_i + \Delta x)$ e $G(U_i - \Delta x)$ para cada variável aleatória U_i . Portanto, a cada iteração do FORM, o número de vezes que a função *LimitState.m* é invocada nesta etapa é igual a $2n$, sendo n o número de variáveis aleatórias presentes na análise de confiabilidade.

8) Avaliar o gradiente da função de desempenho no espaço reduzido através da expressão: $\nabla g(\mathbf{V}) = (\mathbf{J}^{-1})^T \nabla G(\mathbf{U})$;

9) Obter o vetor \mathbf{V} das variáveis normais padrão estatisticamente independentes no espaço reduzido através da transformação de Nataf (MELCHERS, 1999):

$$\mathbf{V} = \mathbf{J}(\mathbf{U} - \mathbf{m})$$

10) Avaliar novo ponto \mathbf{V}^{next} de iteração no espaço reduzido através do algoritmo HLRF resumido pela seguinte expressão:

$$\mathbf{V}^{\text{next}} = \frac{1}{|\nabla g(\mathbf{V})|^2} [\nabla g(\mathbf{V})^T \mathbf{V} - g(\mathbf{V})] \nabla g(\mathbf{V})$$

11) Avaliar o índice de confiabilidade pela expressão: $\beta = |\mathbf{V}^{\text{next}}|$;

12) Avaliar o novo ponto \mathbf{U}^{next} no espaço original através da seguinte expressão:

$$\mathbf{U}^{\text{next}} = \mathbf{U} + (\mathbf{J}^{-1})^T (\mathbf{V}^{\text{next}} - \mathbf{V})$$

13) Tomar \mathbf{U}^{next} como novo ponto de partida e repetir os passos de 3 a 12 até a Convergência ser alcançada, definida quando a variação relativa do índice de

confiabilidade for menor que a tolerância estabelecida no argumento de entrada da função *FORM.m*, pelo atendimento à inequação a seguir:

$$\frac{\beta - |\mathbf{V}|}{\beta} \leq \text{tolerância}$$

14) Determinação do índice de sensibilidade (cosseno diretor) de cada variável envolvida na análise de confiabilidade no ponto de projeto pela expressão:

$$\alpha_i = -\frac{\nabla g(\mathbf{V}^*)_i}{|\nabla g(\mathbf{V}^*)|}$$

15) Determinação do fator de importância de cada variável aleatória, definido por:

$$I_i(\%) = \alpha_i^2 \cdot 100\%$$

16) Determinar a probabilidade de falha do método FORM pela expressão:

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

Análises e Resultados

5.1 Considerações Iniciais

Este capítulo tem como objetivo inicial validar e verificar a eficiência e precisão da ferramenta computacional em linguagem MATLAB® apresentada no Capítulo 4. Para tanto, será avaliado a confiabilidade do sistema de estruturas planas de aço encontradas em Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), e os resultados encontrados serão comparados. Uma revisão desses exemplos será feita na Seção 5.1.1. Em seguida, na Seção 5.2, serão apresentados os resultados obtidos neste trabalho. E, por fim, na Seção 5.3, serão feitas conclusões acerca dos resultados de confiabilidade obtidos, bem como a adequação do coeficiente de ponderação da resistência atualmente adotado.

O Método de Projeto Inelástico apresentado no Apêndice 1 do AISC 360-10 permite o uso de análises inelásticas, que vão desde o projeto plástico tradicional até a análise avançada em elementos finitos com formulações de segunda ordem inelástica, para projetar estruturas de aço baseado nas respostas do sistema. Para atender aos requisitos de confiabilidade estrutural é exigido que a análise inelástica leve em consideração as incertezas no sistema, presentes em cargas estruturais, resistência do material e rigidez. O método aceitável para incluir estas incertezas é baseado na multiplicação da tensão de escoamento (f_y) e módulo de elasticidade (E) dos materiais utilizados no projeto por um coeficiente igual a 0,9. Segundo normativa AISC 360-10, o coeficiente de redução de 0,9 se origina dos coeficientes de resistência no AISC LRFD para membros sujeitos flexão e tensão controlados por estados limites de elasticidade. Embora seja considerado aceitável, o coeficiente de 0,9 não foi calibrado usando nenhuma análise de confiabilidade do sistema e sua adequação é discutida.

As análises estruturais e a verificação da confiabilidade baseada em sistema das estruturas foram realizadas sob critérios de cargas gravitacionais presentes na ASCE 7-10, definida como $P_0 = 1,2D_n + 1,6L_n$, com a relação $L_n = 1,5D_n$. Portanto, obtêm-se as

seguintes relações para os carregamentos nominais: $D_n = P_0/3,6$ e $L_n = P_0/2,4$. Em que D_n e L_n são as cargas permanentes nominais e cargas variáveis nominais, respectivamente.

As combinações de cargas foram desenvolvidas para verificação de segurança baseada em membros, mas são igualmente aplicáveis na verificação da segurança baseada em sistema.

A confiabilidade dos sistemas adotada em análise inelástica é baseada em coeficientes de resistência desenvolvidos a partir de considerações de confiabilidade dos membros. A confiabilidade para elementos estruturais sujeitos à flexão e esforços axiais segundo o LRFD está entre 2,6 e 2,8 para combinações do ASCE 7-10, quando se considera carregamentos gravitacionais. Assim, a confiabilidade alvo do sistema deve ser de nível comparável ou superior a confiabilidade para elementos individuais (Zhang *et al.*, 2018; Ellingwood, 2000).

Além disso, todos os elementos de viga e coluna foram divididos em quatro elementos finito. A tensão residual foi considerada utilizando o módulo de elasticidade modificado (E_{tm}), presente no MASTAN2. O método de solução numérica adotado foi o *Predictor-Corrector*. Todas as ligações foram consideradas rígidas; o tamanho do incremento do parâmetro de carga usado foi de 0,001. A tolerância estabelecida para a estimativa do índice de confiabilidade β foi de 0,001. O tamanho Δx da perturbação relativa, necessária ao método da diferença finita central, foi de 0,001. Foi utilizado um computador LG com processador Intel® core™ i5-3210M CPU 2.50GHz, memória RAM 4GB e sistema operacional 64 bits.

5.1.1 Exemplos de Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019)

Zhang *et al.* (2018) examinaram a confiabilidade de cinco estruturas sujeitas a cargas gravitacionais, sendo: uma viga contínua, um pórtico simples com flexão das colunas em torno do eixo de menor inércia, que falha por instabilidade elástica e três pórticos assimétricos com várias capacidades de redistribuição de carga, quando projetadas pelo método inelástico de segunda ordem ou pelo método LRFD, presente na norma americana AISC 360-10. Liu (2019) examinou a confiabilidade de outras duas estruturas, além das cinco já mencionadas, que são: um pórtico viga-coluna (“L” invertido) e um pórtico simples, mas com flexão das colunas em torno do eixo principal de inércia.

As sete estruturas analisadas neste capítulo, bem como os valores nominais adotados para a tensão de escoamento (f_{yn}), tensão de ruptura (f_{un}) e módulo de elasticidade (E_n) são mostradas nas Figuras 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4.

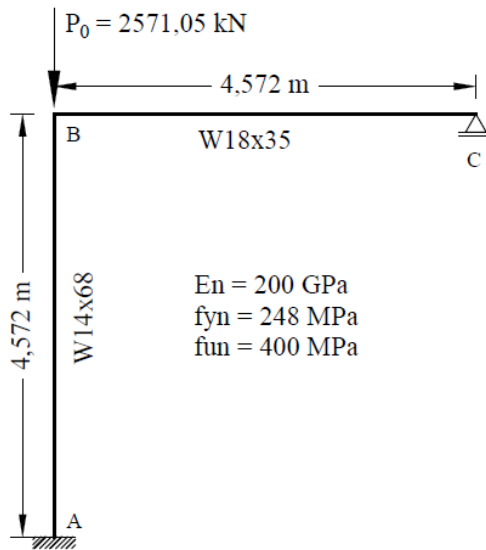


Figura 5.1: Estrutura 1 – Pórtico Viga-Coluna (Adaptado de Liu, 2019).

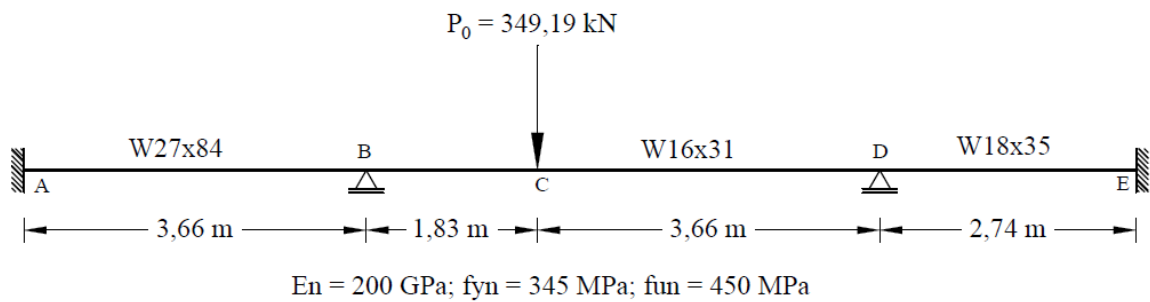
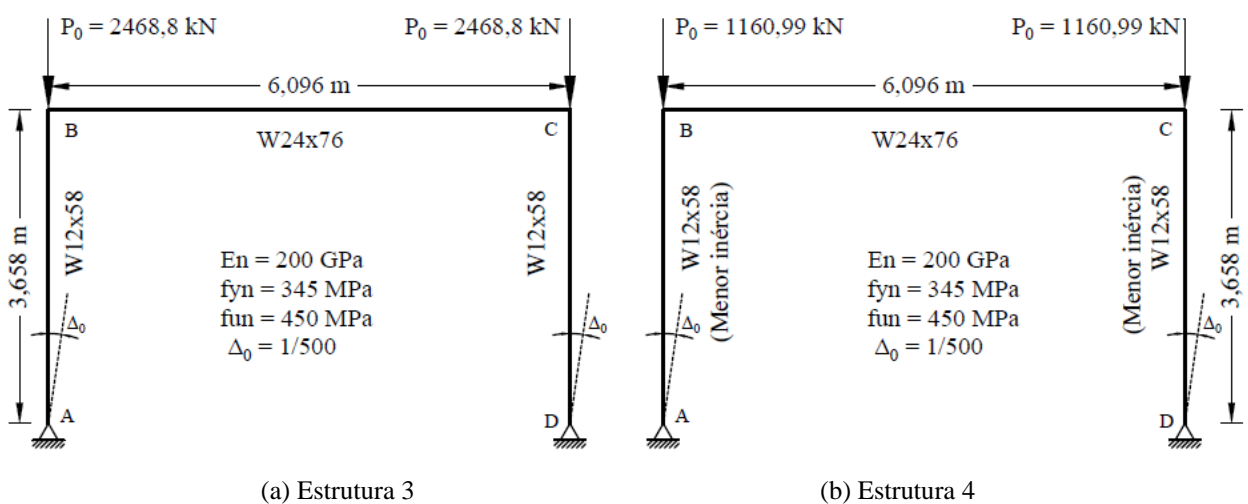


Figura 5.2: Estrutura 2 – Viga contínua (Adaptado de Zhang *et al.*, 2018).



(a) Estrutura 3

(b) Estrutura 4

Figura 5.3: Estrutura 3 e 4 (a) Pórtico Simples 1 (Eixo principal); (b) Pórtico Simples 2 (Menor eixo) (Adaptado de Liu, 2019).

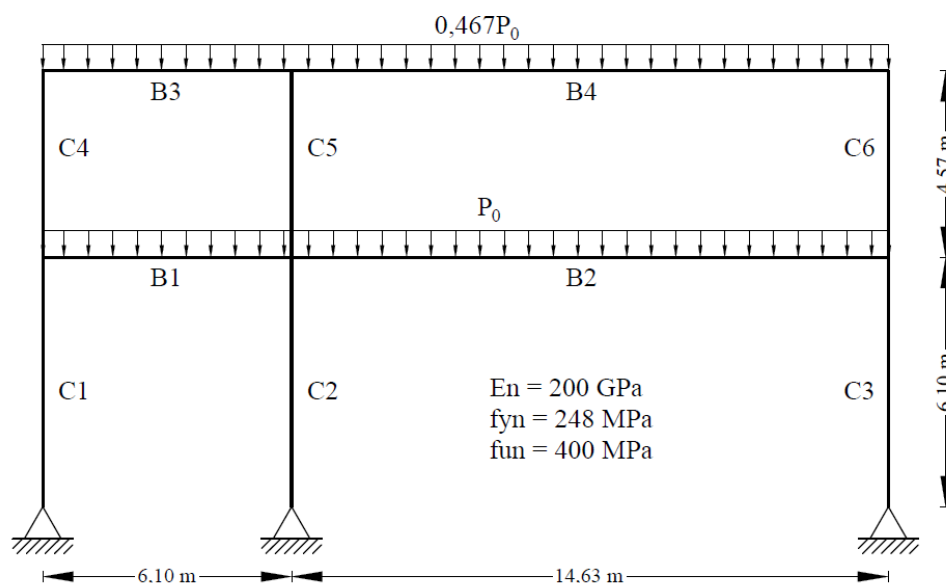


Figura 5.4: Estruturas 5, 6 e 7 – Pórtico assimétrico (Adaptado de Zhang *et al.*, 2018).

A tensão residual foi considerada segundo o padrão mostrado na Figura 5.5. Para o aço foi considerado o comportamento elástico-perfeitamente plástico (EPP) na determinação das resistências nominais de projeto, cuja curva tensão *versus* deformação utilizada por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) está representada na Figura 5.6. Além disso, todas as vigas e pilares das estruturas analisadas foram consideradas compactas e lateralmente contidas, de modo que a capacidade plástica das seções pudesse ser alcançada sem flambagem local. As ligações entre os elementos foram consideradas totalmente rígidas. Assumiu-se que as ligações tinham suficiente capacidade de rotação para acomodar as demandas de deformação inelástica. A rigidez da placa de base não foi considerada.

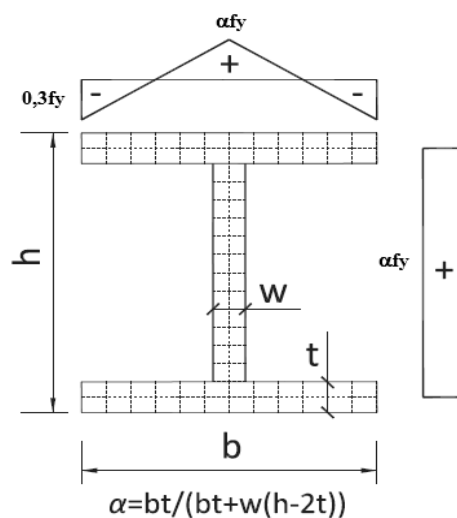


Figura 5.5: Discretização em fibras e padrão de tensões residuais adotados (Zhang *et al.*, 2018).

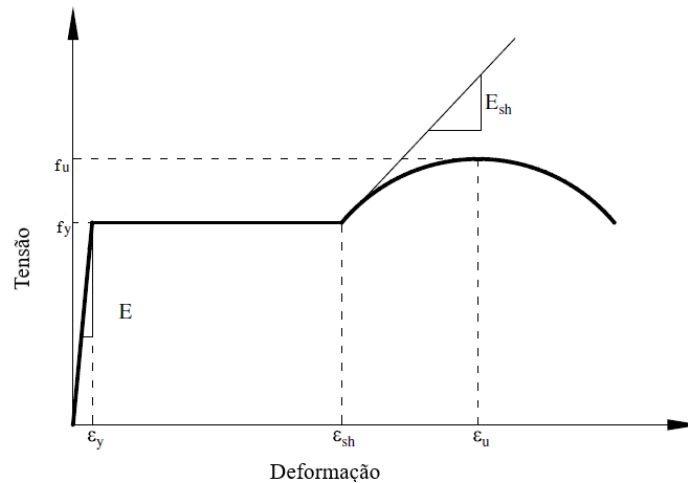


Figura 5.6: Curva tensão *versus* deformação utilizada por Zhang et al. (2018) e Liu (2019) (Zhang et al., 2018).

Nas análises de confiabilidade foram consideradas as seguintes fontes de incertezas: carregamento permanente (D), carregamento variável (L), área da seção transversal (A), momento de inércia (I), tensão de escoamento (f_y), tensão de ruptura (f_u), módulo de elasticidade (E), módulo inicial de encruamento (E_{sh}), e desaprumo do pórtico (ψ). Na Tabela 5.1 mostra-se a descrição das variáveis aleatórias básicas.

Tabela 5.1 – Descrição das variáveis básicas aleatórias.

Variável	Valor médio	Coefficiente de variação	Tipo de distribuição	Referência
D (kN)	$1,05D_n$	0,1	Normal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
L (kN)	L_n	0,25	Extremo Tipo I	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
E (MPa)	E_n	0,04	Lognormal	Bartlett <i>et al.</i> (2003)
f_y (MPa)	$1,10f_{yn}$	0,06	Lognormal	Bartlett <i>et al.</i> (2003)
A (mm ²)	A_n	0,05	Normal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
I (mm ⁴)	I_n	0,05	Normal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
f_u (MPa)	$1,10f_{un}$	0,11	Lognormal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
E_{sh} (MPa)	$0,0207E_n$	0,25	Lognormal	Galambos e Ravindra (1978)
ψ	$1/770$	0,875	Lognormal	Shayan <i>et al.</i> (2014)

As análises inelásticas foram realizadas utilizando-se o software *OpenSEES* (Mazzoni *et al.* 2007). Elementos finitos de viga, com formulação baseada em deslocamentos foram usados para modelar a propagação da plasticidade ao longo das seções transversais (método

das fibras) e ao longo do comprimento dos elementos. Foram utilizados 16 elementos finitos para cada viga e coluna.

As cargas últimas de colapso de cada estrutura foram determinadas usando o LRFD e o método inelástico. No método inelástico, o fator de carga foi aumentado até que as estruturas atingissem o colapso. Para o estudo em questão, uma seção foi considerada totalmente plastificada quando sua porcentagem de plastificação (porcentagem da área da seção transversal) fosse igual ou superior a 75%. No LRFD, as estruturas foram submetidas a uma análise de flexão elástica de segunda ordem, na qual o fator de carga aplicada foi aumentado até que um dos membros atingisse seu estado limite de LRFD; isto é, o lado esquerdo da equação de interação viga-coluna no capítulo H do AISC 360-10 é igual a 1,0. A confiabilidade das cinco estruturas foi avaliada considerando o limite de carregamento em ambos os métodos de projeto. Foram exibidos modos de falha e comportamentos estruturais diferentes, algumas com significativas capacidades de redistribuição de carga. Para o cálculo da probabilidade de falha do sistema (P_f), foi adotado o método da simulação direta de Monte Carlo. Foram necessárias de 20.000 a 10^6 simulações (dependendo do valor de P_f).

Os fatores de carga encontrados para o método LRFD e o método inelástico das sete estruturas avaliadas estão descritos na Tabela 5.2. Os índices de confiabilidade β , resultados da análise de confiabilidade, para as sete estruturas são mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.2 – Fatores de carga.

	LRFD	Método Inelástico
Estrutura 1	1,0	1,03
Estrutura 2	1,0	1,29
Estrutura 3	1,0	1,12
Estrutura 4	1,0	1,02
Estrutura 5	1,0	1,19
Estrutura 6	1,0	1,03
Estrutura 7	1,0	1,08

Tabela 5.3 – Índices de confiabilidade.

	LRFD	Método Inelástico
Estrutura 1	2,94	2,81
Estrutura 2	3,90	2,76
Estrutura 3	3,37	2,84
Estrutura 4	2,94	2,86
Estrutura 5	3,62	2,89
Estrutura 6	3,08	2,87
Estrutura 7	3,11	2,83

5.2 Resultados obtidos neste trabalho

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos, neste trabalho, da análise de confiabilidade realizadas pelo programa em linguagem MATLAB® com o método analítico de confiabilidade FORM, desenvolvido por Mapa (2016), acoplado ao software de análise estrutural MASTAN2, dos sete exemplos examinados por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), considerando a função de desempenho definida pela Equação 4.1. Os resultados de confiabilidade apresentados estão relacionados aos carregamentos que levam ao colapso das estruturas, dados pelo método inelástico (baseado em critério de última rótula) e aos carregamentos que levam ao colapso da estrutura dada pelo método LRFD, mencionado pelos autores. Os exemplos são representativos e tem como propósito validar e verificar a eficiência e precisão da ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) apresentada no Capítulo 4.

A Tabela 5.4 fornece a descrição estatística das variáveis aleatórias envolvidas na análise de confiabilidade estrutural de todos os exemplos.

Tabela 5.4 – Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias.

Variável	Valor médio	Coefficiente de variação	Tipo de distribuição	Referência
D	1,05Dn	0,10	Normal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
L	Ln	0,25	Extremo Tipo I	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
E	En	0,04	Lognormal	Bartlett <i>et al.</i> (2003)
fy	1,10fyn	0,06	Lognormal	Bartlett <i>et al.</i> (2003)
A	An	0,05	Normal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)
I	In	0,05	Normal	Ellingwood <i>et al.</i> (1982)

5.2.1 Estrutura 1: Pórtico Viga-Coluna

Neste exemplo foi analisado o pórtico viga-coluna mostrado na Figura 5.1. Para análise inelástica de segunda ordem determinística do pórtico viga-coluna foi considerado uma carga $P_0 = 2571,07$ kN aplicada na coluna.

Verificou-se que o pórtico viga-coluna falhou com um carregamento limite correspondente ao fator de carga de $\lambda = 1,072$, sem formação de rótula plástica. Liu (2019)

também concluiu falha por instabilidade elástica do pórtico, sem plasticidade, mas a um fator de carga de $\lambda = 1,02$.

De modo a investigar os níveis de segurança do pórtico viga-coluna, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga: $\lambda_1 = 1,00$, correspondente ao carregamento dado pelo método LRFD e $\lambda_2 = 1,072$, correspondente ao carregamento de colapso do sistema. Para tanto, os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores são, respectivamente, $P_0 = 2571,07$ kN e $P_0 = 2756,187$ kN.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.5. Foram consideradas oito variáveis aleatórias básicas para o problema. A Tabela 5.6 apresenta o fator de importância das variáveis aleatórias básicas consideradas.

Tabela 5.5 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o pórtico viga-coluna.

Fator de carga	Presente Trabalho		Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,00$	3,19	6,942e-02	2,94	1,665 e-03
$\lambda = 1,072$	2,90	1,862e-01	2,81	2,455e-01

Tabela 5.6 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do pórtico viga-coluna.

Variável aleatória	Fator de importância	
	($\lambda = 1,00$)	($\lambda = 1,072$)
D	0,0000%	0,0000%
L	93,2714%	93,3216%
E	0,0000%	0,0000%
f_y	3,8786%	3,8584%
A (W14 \times 68)	2,8500%	2,8199%
I (W14 \times 68)	0,0000%	0,0000%
A (W18 \times 35)	0,0000%	0,0000%
I (W18 \times 35)	0,0000%	0,0000%

Com base nos resultados da Tabela 5.5, nota-se que o índice de confiabilidade estrutural $\beta = 3,19$ indica que, se o pórtico viga-coluna for dimensionado para suportar o carregamento $P_0 = 2571,07$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de

0,06942%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,90$ indica que, se o pórtico foi verificado por análise inelástica para suportar o carregamento máximo de $P_0 = 2756,187$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,1862%.

Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho estão próximos dos encontrados por Liu (2019) e superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$) estimada para combinações do ASCE 7-10. Através da análise inelástica de segunda ordem, verificou-se que o pórtico viga-coluna é capaz de suportar um acréscimo de 7,2% do carregamento imposto com um nível de segurança satisfatório.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade do pórtico viga-coluna, referente ao carregamento $1,00P_0$ foi de 1629,909 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com 12 iterações. O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento $1,072P_0$ foi de 5859,392 segundos e o algoritmo FORM convergiu com 23 iterações.

Analisando os fatores de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.6), nota-se que o carregamento variável (L) teve grande importância na análise, a tensão de escoamento (f_y) e a área da coluna tiveram pouca, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância.

5.2.2 Estrutura 2: Viga Contínua

Neste exemplo foi analisada a viga contínua mostrada na Figura 5.2. Para análise inelástica de segunda ordem determinística da viga contínua foi considerada uma carga $P_0 = 349,19$ kN aplicada na seção C.

Verificou-se a formação de última rótula a um fator de carga $\lambda = 1,292$. Tal resultado é próximo daquele encontrado por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), que foi de 1,29, comprovando que a viga possui uma alta capacidade para redistribuição de carga após a formação da primeira rótula plástica.

De modo a investigar os níveis de segurança da viga contínua, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga: $\lambda = 1,00$, correspondente ao carregamento dado pelo método LRFD e $\lambda = 1,292$, correspondente ao carregamento responsável pelo colapso do sistema dado pelo método inelástico. Os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores são, respectivamente, $P_0 = 349,19$ kN, e $P_0 = 451,154$ kN.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.7. Foram consideradas dez variáveis aleatórias básicas

para o problema. A Tabela 5.8 apresenta o fator de importância das variáveis aleatórias básicas consideradas.

Tabela 5.7 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para a viga contínua.

Fator de carga	Presente Trabalho		Zhang <i>et al.</i> (2018) e Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,00$	4,06	2,430e-03	3,90	4,893e-03
$\lambda = 1,292$	2,96	1,5314e-01	2,76	2,879e-01

Tabela 5.8 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas da viga contínua.

Variável aleatória	Fator de importância	
	($\lambda = 1,00$)	($\lambda = 1,292$)
D	0,6971%	1,2041%
L	92,7442%	91,8315%
E	0,0000%	0,0000%
f_y	6,5583%	6,9606%
A (W27 \times 84)	0,0000%	0,0000%
I (W27 \times 84)	0,0000%	0,0000%
A (W16 \times 31)	0,0001%	0,0001%
I (W16 \times 31)	0,0001%	0,0000%
A (W18 \times 35)	0,0000%	0,0000%
I (W18 \times 35)	0,0000%	0,0000%

Com base nos resultados da Tabela 5.7, conclui-se que o índice de confiabilidade estrutural $\beta = 4,06$ indica que, se a viga contínua for dimensionada para suportar o carregamento $P_0 = 349,19$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,00243%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,96$ indica que, se a viga for dimensionada por critérios referentes ao colapso plástico, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,15314%. A diferença entre os índices de confiabilidade encontrados para os carregamentos analisados reflete a grande capacidade de redistribuição de carga da viga após a formação da primeira rótula plástica.

Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho estão próximos dos encontrados por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) e superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$)

estimada para combinações do ASCE 7-10. Através da análise inelástica de segunda ordem, verificou-se que a viga é capaz de suportar um acréscimo de 29,2% do carregamento imposto com um nível de segurança satisfatório.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade da viga contínua referente ao carregamento de $1,00P_0$ foi de 37,525 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com 6 iterações. O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento de colapso plástico da estrutura foi de 43,77 segundos e o algoritmo FORM convergiu com 4 iterações.

Analisando os fatores de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.8), nota-se que o carregamento variável (L) teve grande importância na análise, o carregamento permanente (D) e a tensão de escoamento (f_y) tiveram pouca, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância.

5.2.3 Estrutura 3: Pórtico Simples 1 (Eixo Principal)

Neste exemplo foi analisado o pórtico simples 1 mostrado na Figura 5.3 (a). As vigas e pilares foram orientados para flexão em torno do eixo principal de inércia. Além disso, foi considerado um desaprumo (imperfeição geométrica inicial) $\Delta_0 = 1/500$, conforme recomendado pelo *Code of Standard Practice* (AISC 303-16, 2016). Para análise inelástica de segunda ordem determinística do pórtico simples 1 foi considerada uma carga $P_0 = 2468,8$ kN aplicada nas colunas da estrutura.

Verificou-se que o pórtico falhou com um carregamento limite correspondente ao fator de carga de $\lambda = 1,127$, sem formação de rótulas plásticas. Liu (2019) encontrou falha por instabilidade elástica do pórtico, sem plasticidade, mas com um carregamento limite correspondente ao fator de carga de $\lambda = 1,12$.

De modo a investigar os níveis de segurança do pórtico, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga: $\lambda_1 = 1,00$, correspondente ao carregamento dado pelo método LRFD e $\lambda_2 = 1,127$, correspondente ao carregamento de colapso do sistema. Para tanto, os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores são, respectivamente, $P_0 = 2468,8$ kN e $P_0 = 2782,3376$ kN.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.9. Foram consideradas dez variáveis aleatórias básicas para o problema. A Tabela 5.10 apresenta o fator de importância das variáveis aleatórias básicas consideradas.

Tabela 5.9 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha do pórtico simples 1.

Fator de carga	Presente Trabalho		Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,00$	3,40	3,263e-02	3,37	3,784e-02
$\lambda = 1,127$	2,95	1,570e-01	2,86	2,130e-01

Tabela 5.10 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do pórtico simples 1.

Variável aleatória	Fator de importância	
	$\lambda = 1,00$	$\lambda = 1,127$
D	0,0000%	8,0480%
L	94,6219%	82,0902%
E	0,0000%	1,5112%
f_y	3,9774%	3,3968%
A (W12 \times 58)	0,6904%	2,4769%
I (W12 \times 58)	0,0000%	0,0000%
A (W24 \times 76)	0,0000%	0,0000%
I (W24 \times 76)	0,0000%	0,0000%
A (W12 \times 58)	0,7103%	2,4769%
I (W12 \times 58)	0,0000%	0,0000%

Com base nos resultados da Tabela 5.9, nota-se que o índice de confiabilidade estrutural $\beta = 3,40$ indica que, se o pórtico for dimensionado para suportar o carregamento $P_0 = 2468,8$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,03263%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,95$ indica que, se o pórtico for dimensionado para suportar o carregamento máximo de $P_0 = 2782,3376$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,1557%.

Os índices de confiabilidade encontrados refletem a capacidade do pórtico de resistir a um acréscimo de carga de até 12,7% do carregamento previsto, segundo a análise inelástica de segunda ordem. Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho são próximos aos resultados apresentados por Liu (2019), e são superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$) estimada para combinações do ASCE 7-10.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade do pórtico simples 1, referente ao carregamento $1,00P_0$ foi de 1544,586 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com apenas 4 iterações. O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento $1,127P_0$ foi de 5604,249 segundos e o algoritmo FORM convergiu com 16 iterações.

Analisando os fatores de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.10), quando considerado o carregamento $1,00P_0$, nota-se que o carregamento variável (L) teve grande importância na análise, a tensão de escoamento (f_y) teve pouca influência, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância ou não foram significativas. Analisando os fatores de importância das variáveis aleatórias básicas do problema referente ao carregamento $1,127P_0$, responsável pela falha da estrutura, observa-se um aumento significativo nos fatores de importância das variáveis do carregamento permanente (D), módulo de elasticidade (E) e das áreas das colunas.

5.2.4 Estrutura 4: Pórtico Simples 2 (Eixo de Menor Inércia)

Nesse exemplo foi analisado o pórtico simples 2 mostrado na Figura 5.3 (b). As vigas foram orientadas para flexão em torno do eixo principal de inércia e as colunas orientadas para flexão em torno do eixo de menor inércia. Além disso, foi considerado um desaprumo (imperfeição geométrica inicial) $\Delta_0 = 1/500$, conforme recomendado pelo *Code of Standard Practice* (AISC 303-16, 2016). Para análise inelástica de segunda ordem determinística do pórtico simples 2 foi considerada uma carga $P_0 = 1160,99$ kN aplicada nas colunas da estrutura.

Verificou-se que o pórtico falhou com um carregamento limite correspondente ao fator de carga de $\lambda = 1,05$, sem formação de rótula plástica. Zhang *et al.* (2018) também concluíram falha por instabilidade elástica do pórtico, sem plasticidade, mas a um fator de carga de $\lambda = 1,02$.

De modo a investigar os níveis de segurança do pórtico simples 2, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga: $\lambda_1 = 1,00$, correspondente ao carregamento dado pelo método LRFD e $\lambda_2 = 1,05$, correspondente ao carregamento de colapso do sistema. Para tanto, os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores são, respectivamente, $P_0 = 1160,99$ kN e $P_0 = 1219,04$ kN.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.11. Foram consideradas dez variáveis aleatórias básicas

para o problema. A Tabela 5.12 apresenta o fator de importância das variáveis aleatórias básicas consideradas.

Tabela 5.11 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha do pórtico simples 2.

Fator de carga	Presente Trabalho		Zhang <i>et al.</i> (2018) e Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,00$	2,90	1,862e-01	2,94	1,653e-01
$\lambda = 1,05$	2,70	3,441e-01	2,84	2,255e-01

Tabela 5.12 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do pórtico simples 2.

Variável aleatória	Fator de importância	
	$\lambda = 1,00$	$\lambda = 1,05$
D	0,0000%	0,0000%
L	98,1936%	96,7934%
E	1,8064%	1,7831%
f_y	0,0000%	0,0000%
A (W12 \times 58)	0,0000%	0,0000%
I (W12 \times 58)	0,0000%	0,7117%
A (W24 \times 76)	0,0000%	0,0000%
I (W24 \times 76)	0,0000%	0,0000%
A (W12 \times 58)	0,0000%	0,0000%
I (W12 \times 58)	0,0000%	0,7117%

Com base nos resultados da Tabela 5.11, nota-se que o índice de confiabilidade estrutural $\beta = 2,90$ indica que, se o pórtico for dimensionado para suportar o carregamento $P_0 = 1160,99$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,1862%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,70$ indica que, se o pórtico for dimensionado para suportar o carregamento máximo de $P_0 = 1219,04$ kN, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,3442%.

Os índices de confiabilidade encontrados para os carregamentos $1,00P_0$ e $1,05P_0$ são próximos, refletindo a proximidade da resistência obtida pelos dois métodos, e falha por instabilidade elástica. Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho são próximos

aos resultados apresentados por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), e são superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$) estimada para combinações do ASCE 7-10.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade do pórtico simples, referente ao carregamento $1,00P_0$ foi de 2704,893 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com apenas 7 iterações. O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento $1,05P_0$ foi de 4313,626 segundos e o algoritmo FORM convergiu com 13 iterações.

Analisando os fatores de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.12), quando considerado o carregamento $1,00P_0$ nota-se que o carregamento variável (L) teve grande importância na análise, o módulo de elasticidade (E) teve pouca, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância. Analisando os fatores de importância das variáveis aleatórias básicas do problema referente ao carregamento $1,05P_0$, responsável pela falha da estrutura, observa-se um pequeno aumento nos fatores de importância das variáveis de inércia das colunas.

5.2.5 Estrutura 5: Pórtico Composto 1

Foram analisadas a confiabilidade de três configurações diferentes do pórtico mostrado na Figura 5.4. Os perfis metálicos e os carregamentos adotados para as três configurações, nomeadas de Pórtico Composto 1, 2 e 3, estão representados na Tabela 5.13. Para análise inelástica de segunda ordem determinística do Pórtico Composto 1, foi considerado um carregamento distribuído $P_0 = 0,14695$ kN/mm aplicado na estrutura.

Verificou-se a formação de última rótula a um fator de carga $\lambda = 1,168$. Os resultados obtidos por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) para formação de última rótula plástica da estrutura foi de $\lambda = 1,19$. A estrutura possui capacidade significativa para redistribuição de carga após a formação da primeira rótula plástica.

De modo a investigar os níveis de segurança do Pórtico Composto 1, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga: $\lambda_1 = 1,00$, correspondente ao carregamento dado pelo método LRFD e $\lambda = 1,168$ correspondentes ao carregamento responsável pela formação de última rótula, dado pelo método inelástico. Para tanto, os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores de carga são, respectivamente, $P_0 = 0,14695$ kN/mm, e $P_0 = 0,171638$ kN/mm.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidade de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.14. Foram consideradas vinte e quatro variáveis

aleatórias básicas para o problema. A Tabela 5.15 apresenta o fator de importância dessas variáveis aleatórias básicas.

Tabela 5.13 – Perfis e carregamento para Pórtico Composto 1, 2 e 3.

Parte da estrutura	Pórtico Composto 1	Pórtico Composto 2	Pórtico Composto 3
C1	W12 x 19	W6 x 20	W6 x 20
C2	W14 x 159	W14 x 109	W14 x 82
C3	W14 x 145	W14 x 68	W14 x 68
C4	W6 x 9	W6 x 8.5	W6 x 8.5
C5	W14 x 145	W14 x 145	W14 x 145
C6	W14 x 145	W14 x 145	W14 x 145
B1	W30 x 116	W30 x 124	W30 x 132
B2	W36 x 182	W36 x 182	W36 x 182
B3	W24 x 55	W24 x 55	W24 x 55
B4	W30 x 116	W30 x 116	W30 x 116
Carregamento (P_0)	0,14695 kN/mm	0,14557 kN/mm	0,11186 kN/mm

Tabela 5.14 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o Pórtico Composto 1.

Fator de carga	Presente Trabalho		Zhang <i>et al.</i> (2018) e Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,00$	3,61	1,490e-02	3,62	1,472e-02
$\lambda = 1,168$	2,94	1,628e-01	2,89	1,900e-01

Com base nos resultados da Tabela 5.14, o índice de confiabilidade $\beta = 3,61$ obtido pelo programa computacional de confiabilidade indica que, se o Pórtico Composto 1 for dimensionado para suportar o carregamento $P_0 = 0,14695$ kN/mm, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,02527%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,94$ indica que, se for dimensionado por critérios referentes ao colapso plástico, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,1628%. Diferença significativa entre os índices de confiabilidade encontrados para os carregamentos analisados reflete a considerável capacidade de redistribuição de carga da estrutura após a formação da primeira rótula plástica.

Tabela 5.15 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do Pórtico Composto 1.

Variável aleatória	Fator de importância	
	($\lambda = 1,00$)	($\lambda = 1,168$)
D	0,6455%	1,1029%
L	93,6998%	92,7141%
fy	5,6368%	6,1516%
E	0,0069%	0,0076%
A (C1)	0,0000%	0,0000%
I (C1)	0,0000%	0,0000%
A (C2)	0,0000%	0,0000%
I (C2)	0,0109%	0,0119%
A (C3)	0,0000%	0,0000%
I (C3)	0,0000%	0,0119%
A (C4)	0,0000%	0,0000%
I (C4)	0,0000%	0,0000%
A (C5)	0,0000%	0,0000%
I (C5)	0,0000%	0,0000%
A (C6)	0,0000%	0,0000%
I (C6)	0,0000%	0,0000%
A (B1)	0,0000%	0,0000%
I (B1)	0,0000%	0,0000%
A (B2)	0,0000%	0,0000%
I (B2)	0,0000%	0,0000%
A (B3)	0,0000%	0,0000%
I (B3)	0,0000%	0,0000%
A (B4)	0,0000%	0,0000%
I (B4)	0,0000%	0,0000%

Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho estão muito próximos dos encontrados por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), e superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$) estimada para combinações do ASCE 7-10. Através da análise inelástica de segunda ordem, verificou-se que o Pórtico Composto 1 é capaz de suportar um acréscimo de 16,8% do carregamento imposto com um nível de segurança satisfatório.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento de $1,00P_0$ foi de 4586,1810 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com apenas 3 iterações. O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento de colapso plástico da estrutura foi de 3503,3060 segundos e o algoritmo FORM também convergiu com apenas 3 iterações.

Analisando o fator de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.15), nota-se que carregamento variável (L) teve grande importância na análise, o carregamento permanente (D) e a tensão de escoamento (f_y) tiveram pouca, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância ou foram insignificantes comparadas com as demais variáveis.

5.2.6 Estrutura 6: Pórtico Composto 2

Realizou-se uma análise inelástica determinística do Pórtico Composto 2 de acordo com os dados de carregamento e perfis descritos na Tabela 5.13. Para análise inelástica de segunda ordem determinística do Pórtico Composto 2 foi considerado um carregamento gravitacional distribuído $P_0 = 0,14557$ kN/mm aplicado na estrutura.

Verificou-se a formação de rótula para o fator de carga $\lambda = 1,084$ e falha por instabilidade. O resultado de Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), para a estrutura, é de apenas formação de uma rótula plástica a um fator de carga $\lambda = 1,03$, na extremidade da viga B1, e a falha da estrutura por flambagem das colunas do nível térreo.

De modo a investigar os níveis de segurança do Pórtico Composto 2, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga: $\lambda_1 = 1,00$, correspondente ao carregamento dado pelo método LRFD e $\lambda_2 = 1,084$, correspondente ao carregamento de colapso do sistema. Para tanto, os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores de carga são, respectivamente, $P_0 = 0,14557$ kN/mm e $P_0 = 0,153867$ kN/mm.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.16. Foram consideradas vinte e quatro variáveis aleatórias básicas para o problema. A Tabela 5.17 apresenta o fator de importância dessas variáveis aleatórias básicas.

Tabela 5.16 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o Pórtico Composto 2.

Fator de carga	Presente Trabalho		Zhang <i>et al.</i> (2018) e Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,00$	3,26	5,518e-02	3,08	1,051e-01
$\lambda = 1,084$	2,90	1,862e-01	2,87	2,050e-01

Tabela 5.17 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do Pórtico Composto 2.

Variável aleatória	Fator de importância	
	$\lambda = 1,00$	$\lambda = 1,084$
D	1,1336%	1,8239%
L	93,9467%	92,7282%
f_y	4,4655%	5,0079%
E	0,1242%	0,1392%
A (C1)	0,0000%	0,0000%
I (C1)	0,0122%	0,0000%
A (C2)	0,1103%	0,1235%
I (C2)	0,0489%	0,0548%
A (C3)	0,0122%	0,0136%
I (C3)	0,0121%	0,0541%
A (C4)	0,0000%	0,0000%
I (C4)	0,0000%	0,0000%
A (C5)	0,0000%	0,0000%
I (C5)	0,0000%	0,0000%
A (C6)	0,0000%	0,0000%
I (C6)	0,0122%	0,0000%
A (B1)	0,0000%	0,0000%
I (B1)	0,0121%	0,0000%
A (B2)	0,0000%	0,0000%
I (B2)	0,1103%	0,0548%
A (B3)	0,0000%	0,0000%
I (B3)	0,0000%	0,0000%
A (B4)	0,0000%	0,0000%
I (B4)	0,0000%	0,0000%

Com base nos resultados da Tabela 5.16, o índice de confiabilidade $\beta = 3,26$ obtido pelo programa computacional de confiabilidade indica que, se a estrutura for dimensionada para suportar um carregamento distribuído $P_0 = 0,14557$ kN/mm, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,05518%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,90$ indica que, se for dimensionada para suportar um carregamento distribuído $P_0 = 0,153867$ kN/mm, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,1862%.

Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho estão próximos dos encontrados por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$), estimada para combinações do ASCE 7-10. Através da análise inelástica de segunda ordem, verificou-se que esta estrutura é capaz de suportar um acréscimo de 8,4% do carregamento imposto e com um nível de segurança satisfatório.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento de $1,00P_0$ foi de 5889,514 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com apenas 3 iterações. O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento de $1,084P_0$ foi de 5601,437 segundos e o algoritmo FORM também convergiu com apenas 3 iterações.

Analisando o fator de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.17), nota-se que o carregamento variável (L) teve grande importância na análise, o carregamento permanente (D) e a tensão de escoamento (f_y) tiveram pouca, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância ou foram insignificantes comparadas com as demais variáveis.

5.2.7 Estrutura 7: Pórtico Composto 3

Realizou-se uma análise inelástica determinística do Pórtico Composto 3, de acordo com os dados de carregamento e perfis descritos na Tabela 5.13. Para análise inelástica de segunda ordem determinística do Pórtico Composto 3 foi considerado um carregamento gravitacional distribuído $P_0 = 0,11186$ kN/mm aplicado na estrutura.

Verificou-se a formação de rótula plástica com um fator de carga $\lambda = 1,124$, valor superior ao encontrado por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) que encontraram um fator de carga $\lambda = 1,08$, mas sendo a falha da estrutura por flambagem da coluna C2, sem plastificação.

De modo a investigar os níveis de segurança do Pórtico Composto 3, foi considerado o carregamento λP_0 , onde λ são os fatores de carga $\lambda_1 = 1,00$, correspondente ao carregamento

dado pelo método LRFD e $\lambda_2 = 1,124$, correspondente ao carregamento de colapso do sistema. Para tanto, os valores nominais dos carregamentos referentes a estes fatores de carga são, respectivamente, $P_0 = 0,11186$ kN/mm e $P_0 = 0,12573$ kN/mm.

Os resultados encontrados, como os índices de confiabilidade β e as probabilidades de falha (P_f), são mostrados na Tabela 5.18. Foram consideradas vinte e quatro variáveis aleatórias básicas para o problema. A Tabela 5.19 apresenta o fator de importância dessas variáveis aleatórias básicas.

Tabela 5.18 – Índices de confiabilidade e Probabilidades de falha para o Pórtico Composto 3.

Fator de carga	Presente Trabalho		Zhang <i>et al.</i> (2018) e Liu (2019)	
	Índice β	P_f (%)	Índice β	P_f (%)
$\lambda = 1,000$	3,40	3,286e-02	3,11	9,497e-02
$\lambda = 1,124$	2,90	1,862e-01	2,83	2,348e-01

Com base nos resultados da Tabela 5.18, o índice de confiabilidade $\beta = 3,40$ indica que, se a estrutura for dimensionada para suportar um carregamento distribuído $P_0 = 0,11186$ kN/mm, a probabilidade de falha do sistema estrutural é de 0,03286%. Já o índice de confiabilidade $\beta = 2,90$ indica que, se a estrutura for dimensionada para suportar um carregamento distribuído $P_0 = 0,12573$ kN/mm, a probabilidade de falha do sistema estrutural será de 0,1862%.

Os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho e por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) estão próximos e são superiores a confiabilidade alvo ($\beta = 2,6$) estimada para combinações do ASCE 7-10. Através da análise inelástica de segunda ordem, verificou-se que o pórtico é capaz de suportar um acréscimo de 12,4% do carregamento imposto e com um nível de segurança satisfatório.

O tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento $1,00P_0$ foi de 5636,067 segundos, sendo que o algoritmo FORM convergiu com 3 iterações. Já o tempo de processamento da análise de confiabilidade referente ao carregamento $1,124P_0$ foi de 4288,423 segundos e o algoritmo FORM convergiu com 4 iterações.

Analisando o fator de importância das variáveis aleatórias básicas do problema (Tabela 5.19), nota-se que o carregamento variável (L) teve grande importância na análise, o carregamento permanente (D), a tensão de escoamento (f_y) e a área da coluna 2 (C2) tiveram pouca importância, enquanto que as demais variáveis não tiveram importância ou foram insignificantes comparadas com as demais variáveis.

Tabela 5.19 – Fator de importância das variáveis aleatórias básicas do Pórtico Composto 3.

Variável aleatória	Fator de importância	
	$\lambda = 1,000$	$\lambda = 1,124$
D	0,6391%	1,2772%
L	93,9801%	92,1866%
fy	3,9456%	4,9784%
E	0,1097%	0,1384%
A (C1)	0,0000%	0,0000%
I (C1)	0,0000%	0,0000%
A (C2)	1,1095%	1,1333%
I (C2)	0,0000%	0,0000%
A (C3)	0,0000%	0,0000%
I (C3)	0,0426%	0,0537%
A (C4)	0,0000%	0,0000%
I (C4)	0,0000%	0,0000%
A (C5)	0,0000%	0,0000%
I (C5)	0,0000%	0,0000%
A (C6)	0,0000%	0,0000%
I (C6)	0,0110%	0,0136%
A (B1)	0,0000%	0,0000%
I (B1)	0,0000%	0,0000%
A (B2)	0,0000%	0,0000%
I (B2)	0,1735%	0,2187%
A (B3)	0,0000%	0,0000%
I (B3)	0,0000%	0,0000%
A (B4)	0,0000%	0,0000%
I (B4)	0,0000%	0,0000%

5.3 Considerações sobre os Resultados

Os índices de confiabilidade obtidos neste trabalho estão resumidos na tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Resumo dos índices de confiabilidade β .

Carregamento Estrutura	LRFD	Colapso do Sistema
Estrutura 1	3,19	2,90
Estrutura 2	4,06	2,96
Estrutura 3	3,40	2,95
Estrutura 4	2,90	2,70
Estrutura 5	3,61	2,94
Estrutura 6	3,26	2,90
Estrutura 7	3,40	2,90

Nota-se que os índices de confiabilidade das estruturas projetadas pelo critério de carregamento limite, dado pelo LRFD, são maiores do que os obtidos para critérios de colapso do sistema. Além disso, há uma disparidade entre os resultados. A diferença entre a confiabilidade do sistema e a confiabilidade do elemento depende da capacidade de redistribuição de carga do sistema estrutural após a formação da primeira rótula plástica. A diferença entre os índices de confiabilidade é maior para estruturas com maior capacidade de redistribuição de carga. Analisando os resultados obtidos pode-se verificar a veracidade da afirmação, visto que, quanto maior a diferença entre os índices de confiabilidade relacionados aos carregamentos dado pelo LRFD e de colapso do sistema (seja por formação de última rótula plástica ou instabilidade elástica) maior a sua capacidade de redistribuição de carga, ou seja, a estrutura é capaz de suportar maior acréscimo de carga além daqueles previstos.

A Figura 5.7 representa graficamente os índices de confiabilidade do sistema β_s versus $(\lambda_f - \lambda_i)$ para as sete estruturas analisadas, onde $(\lambda_f - \lambda_i)$ representa a capacidade de redistribuição de carga do sistema, sendo λ_f o fator de carga responsável pelo carregamento de colapso do sistema (dado pelo método inelástico) e λ_i o fator de carga do carregamento dado pelo método LRFD.

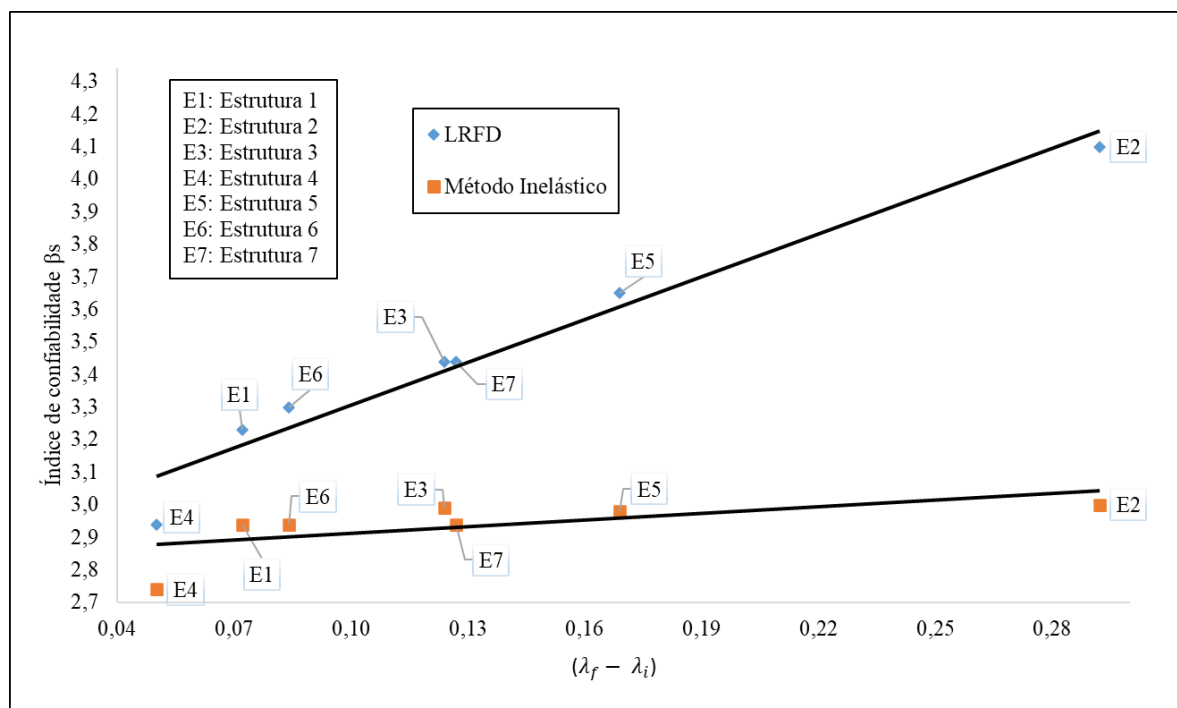


Figura 5.7: Índices de confiabilidade β_s versus $(\lambda_f - \lambda_i)$.

Os índices de confiabilidade das estruturas obtidos pelo método inelástico para colapso do sistema tiveram variação muito pequena em torno de 2,90, mesmo com as estruturas tendo modos de falha diferentes (instabilidade ou plasticidade) e capacidades de redistribuição de carga muito diferentes. A exceção foi a Estrutura 4, com flexão em torno do eixo de menor inércia, que possui a probabilidade de falha mais alta entre as estruturas analisadas e por consequência o índice de confiabilidade mais baixo (2,70), pelo fato dos efeitos de segunda ordem (geometricamente não lineares) e imperfeições interferirem significativamente na análise de confiabilidade. Portanto, comparando com o método baseado em membros, o projeto baseado em análise avançada é capaz de produzir confiabilidade do sistema mais uniforme. Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) encontraram índices de confiabilidade próximos a 2,85. Isso mostra a consistência desse método em projetos baseados no comportamento do sistema através de análise inelástica de segunda ordem.

A utilização de um coeficiente de ponderação da resistência de 0,9 (conforme o AISC 360) levou a obtenção de índice de confiabilidade uniforme e equiparável aos adotados na calibração de normas de dimensionamento baseado no Método dos Estados Limites por elementos. Considerando que as consequências do colapso do sistema são maiores que a falha de membros isolados em estruturas hiperestáticas, pode ser desejável se adotar um índice de confiabilidade alvo para o sistema maior que o alvo de calibração para normas baseadas em

membros isolados, implicando em um coeficiente de ponderação da resistência menor do que 0,9. Esta tendência foi mostrada no final do Capítulo 2.

A análise inelástica geralmente leva ao projeto de estruturas mais leves e mais econômicas que o LRFD, baseado em elementos individuais e critério de primeira rótula plástica. O dimensionamento com base no colapso plástico tende a não ser muito conservador, ou seja, há uma maior utilização da reserva de resistência plástica da estrutura, e isso culmina num melhor aproveitamento do aço no sistema estrutural.

A diferença entre os resultados encontrados no presente trabalho e os resultados encontrados por Zhang *et al.* (2018), mesmo sendo pequena, é de fato justificável. Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019) utilizaram o software *OpenSEES* (Mazzoni *et al.* 2007) empregando na análise inelástica o método da zona plástica (discretização da seção transversal em fibras), com o modelo do material incorporando o efeito do encruamento por deformação, além de utilizarem dezesseis elementos finitos para discretizar as vigas e colunas. Empregaram o método de simulação direta de Monte Carlo na avaliação da probabilidade de falha das estruturas. Neste trabalho, o método analítico de confiabilidade FORM foi empregado nas análises de confiabilidade, as vigas e colunas foram discretizadas com quatro elementos finitos e o *software* de análise inelástica MASTAN2 utiliza o método da rótula plástica. No pórtico simples foi considerado a aleatoriedade da variável desaprumo por Zhang *et al.* (2018) e Liu (2019), enquanto neste trabalho adotou-se a mesma como determinística.

Em quase todas as análises, as variáveis L e f_y apresentaram os maiores fatores de importância, sendo a variável L na faixa de 80% – 90%. Isso se deve ao fato de possuir a maior incerteza entre todas as variáveis aleatórias básicas que foram consideradas. As variáveis com menores fatores de importância podem ser tomadas como determinísticas na análise, sem influências significativas no resultado de confiabilidade, mas qualquer alteração nas variáveis com maiores fatores de importância, o resultado de confiabilidade sofre uma significativa mudança.

O tempo de processamento das análises e o custo computacional dependem de muitos fatores como o tamanho da estrutura, número de elementos finitos adotados, tamanho do incremento escolhido; quantidades de variáveis aleatórias básicas, tamanho da tolerância para a estimativa do índice de confiabilidade e o tamanho Δx da perturbação relativa, necessária ao método da diferença finita central. Os dados escolhidos foram de tal forma a se obter além de uma análise confiável, um tempo de processamento razoável.

Considerações Finais

6.1 Considerações Iniciais

No presente trabalho foi apresentada uma metodologia numérica que permite a análise de confiabilidade de estruturas baseada em análise avançada, onde os efeitos de não linearidade geométrica e física são simultaneamente considerados, bem como as imperfeições geométricas iniciais e tensões residuais. As fontes de incertezas mais significativas na análise estrutural foram consideradas, como as propriedades do material e das seções transversais, e os carregamentos externos atuantes (permanente e variável).

A confiabilidade de sistema de estruturas de aço planas foi determinada por um programa de análise de confiabilidade em ambiente MATLAB® desenvolvido por Mapa (2016), acoplado ao *software* MASTAN2, utilizado para a realização das análises inelásticas de segunda ordem em elementos finitos. O teste e validação do funcionamento acoplado dessas duas ferramentas foram realizados através da comparação dos resultados para o índice de confiabilidade β de estruturas encontradas na literatura.

A ferramenta computacional em ambiente MATLAB® emprega o método analítico FORM para avaliar a probabilidade de falha da função de desempenho formulada para estado limite último de resistência, baseada no colapso plástico ou instabilidade das estruturas. Os exemplos e resultados obtidos foram apresentados no Capítulo 5, e as conclusões bem como sugestões para trabalhos futuros, são descritas nas seções seguintes.

6.2 Conclusões

A linguagem de programação MATLAB® utilizada no desenvolvimento da ferramenta computacional de análise de confiabilidade mostrou-se adequada, principalmente seu acoplamento com o *software* MASTAN2, pois as rotinas de análise estrutural do MASTAN2 também estão implementadas na plataforma MATLAB®. Além disso, pode ser facilmente compreendida e editada pelo usuário, sendo possíveis novas implementações futuramente.

O método analítico FORM se mostrou eficiente no cálculo da confiabilidade, apresentando convergência relativamente rápida e baixo número de iterações. Além disso, fornece informações sobre a influência das variáveis aleatórias básicas consideradas em cada problema. Em termos de importância, é possível tomar certas variáveis aleatórias como determinísticas, fazendo com que a análise de confiabilidade se torne mais simples e rápida, sem perder sua precisão.

A ferramenta computacional permite avaliar o nível de segurança para qualquer nível de carregamento de um sistema estrutural, sendo possível conhecer o carregamento correspondente a determinado índice de confiabilidade pré-estabelecido. Sua fácil edição permite fazer mudanças na escolha das variáveis aleatórias, fazendo uma simples mudança e observando a alteração no resultado.

Avaliando os resultados apresentados no Capítulo 5, conclui-se que a ferramenta de confiabilidade estrutural utilizada é eficiente na avaliação de pórticos planos de aço. Os resultados obtidos tiveram boa concordância com os resultados presentes na literatura. A análise inelástica é determinante na obtenção de bons resultados, exigindo um maior rigor em sua realização. A pequena diferença entre os resultados obtidos e os da literatura demonstram o bom desenvolvimento da metodologia aqui apresentada.

Sistemas estruturais redundantes dimensionados em nível de elementos e para critérios de formação de primeira rótula plástica podem apresentar índices de confiabilidade maiores do que quando dimensionados em um critério de colapso do sistema, seja por instabilidade ou plasticidade. Isto se deve ao fato de não utilizar toda a reserva de resistência plástica do sistema das estruturas no dimensionamento. Nos exemplos analisados observou-se que as estruturas possuem diferentes modos de falha (instabilidade ou plasticidade) com capacidade de redistribuição de carga muito diferentes.

Visto que as normas em estados limites foram calibradas em termo de membros, a confiabilidade do sistema pode ter uma variação bastante considerável quando se faz uso

destas normas. A diferença entre a confiabilidade do sistema e de membro depende da capacidade de redistribuição de carga apresentada pelo pórtico após a formação da primeira rótula plástica conforme visto no Capítulo 5.

O método inelástico de segunda ordem apresentou resultados em termos de índices de confiabilidade do sistema consistentes, próximo a 2,90, para as diferentes estruturas analisadas, a despeito dos diversos comportamentos estruturais e modos de falhas. Isto demonstra a maior capacidade do método inelástico de segunda ordem, em relação ao Método dos Estados Limites, em alcançar uma confiabilidade mais uniforme, o que era esperado.

A utilização de um coeficiente de ponderação da resistência de 0,9 (conforme o AISC 360) levou a obtenção de índice de confiabilidade uniforme e equiparável aos adotados na calibração de normas de dimensionamento baseado no Método dos Estados Limites por elementos. Considerando que as consequências do colapso do sistema são maiores que a falha de membros isolados em estruturas hiperestáticas, pode ser desejável se adotar um índice de confiabilidade alvo para o sistema maior que o alvo de calibração para normas baseadas em membros isolados, implicando em um coeficiente de ponderação da resistência menor do que 0,9. Essa tendência foi mostrada no final do Capítulo 2.

6.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

Por fim são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros visando uma ampliação dos estudos em projetos avançado baseado em confiabilidade do sistema e um refinamento da ferramenta computacional desenvolvida:

- Fazer implementações na ferramenta de confiabilidade visando a análise de confiabilidade em nível de elemento das estruturas analisadas de acordo com as equações de interação LRFD, de modo a comparar com os resultados dos autores;
- Avaliar a confiabilidade do sistema das estruturas levando em consideração outros modos de falha como, por exemplo, o estado limite de serviço, bem como para outras combinações de cargas e diferentes relações de carregamento.
- Avaliar a confiabilidade do sistema considerando o encruamento do aço nas análises inelásticas;
- Avaliar a influência de outras variáveis aleatórias, como o módulo plástico na confiabilidade do sistema das estruturas analisadas;

- Incluir outros métodos de análise de confiabilidade, como o método de Simulação de Monte Carlo e SORM, para estimar a probabilidade de falha de problemas estruturais;
- Avaliar a confiabilidade de estruturas considerando uma análise avançada mais completa do sistema, considerando além dos efeitos de não linearidade geométrica e física as imperfeições geométricas iniciais, tensões residuais e flexibilidade das ligações;
- Avaliar a confiabilidade das estruturas em um acoplamento da ferramenta computacional com outros programas de análise estrutural, como o CS-ASA, desenvolvido por Silva (2009), e comparar os resultados com os obtidos pelo programa MASTAN2, observando a eficiência de cada um;
- Realizar a análise de confiabilidade estrutural de outros sistemas estruturais como treliças planas e espaciais, pórticos espaciais, arcos, anéis, placas e cascas;
- Avaliar a confiabilidade do sistema de estruturas mistas de aço e concreto;
- Realizar a análise de confiabilidade do sistema de estruturas sob a ação de carregamentos dinâmicos ou em situação de incêndio;

Referências Bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762:** Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. 87 p., Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. 15 p., Rio de Janeiro, 2003.

AGOSTINI, B. M. **Análise de confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos com ligações semirrígidas.** Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

AISC 303-16. **Code of standard practice for steel buildings and bridges.** American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2016.

AISC 360-10. **Specification for Structural Steel Buildings.** American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010.

AISC 360-16. **Specification for Structural Steel Buildings.** American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2016.

AISI S100. **Specification for the design of Cold-Formed Steel Structural Members,** 2016

ALVARENGA, A. R. **Aspectos Importantes na Análise Avançada com Zona Plástica de Portais Planos de Aço.** Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

ALVES, A. R. **Obtenção do índice de confiabilidade de ligações de perfis formados a frio com o emprego do método FORM.** Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

AS 4100. **Steel Structures, Standards Australia**. Sydney, Australia, 1990.

ASCE – AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Minimum design loads for buildings and other structures**. ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, Reston, Virginia, 2010.

BARTLETT, F. M.; DEXTER, R. J.; GRAESER, M. D.; JELINEK, J. J.; SCHMIDT, B. J.; GALAMBOS, T. V. Updating standard shape material properties database for design and reliability. **Journal of Engineering**, AISC, vol. 40(1), p. 2–14, 2003.

BIONDINI, F.; FRANGOPOL, D. M.; RESTELLI, S. On structural robustness, redundancy and static indeterminacy. **Proceedings of the 2008 ASCE-SEI Structures Congress**; pp. 1-10, Vancouver, 2008.

BRANDÃO, A. L. R. **Calibração do coeficiente de ponderação da resistência em barras e ligações de perfis formados a frio**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

BRANDÃO, A. L. R. **Segurança de estruturas em perfis formados a frio**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

BUONOPANE, S. G. Strength and reliability of steel frames with random properties. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, vol. 134(2), p. 337–344, 2008.

BUONOPANE, S. G.; SCHAFER, B. W. Reliability of Steel Frames Designed with Advanced Analysis. **Journal of Structural Engineering**. vol. 132(2), p. 264-276, 2006.

CLARKE, M. J.; BRIDGE, R. Q.; HANCOCK, G. J.; TRAHAIR, N. S. Advanced analysis of steel building frames. **Journal of Constructional Steel Research**, 23(1–3), 1–29, 1992.

- CHAN, S. L.; CHUI, P. P. T. A generalized design-based elastoplastic analysis of steel frames by section assemblage concept. **Engineering Structures**, vol. 19(8), p. 628-636, 1997.
- CHEN, W.F.; SOHAL, I. **Plastic Design and Second-order Analysis of Steel Frames**. Springer-Verlag, New York, 1995.
- CORNELL, C. A. A Probability-Based Structural Code. **Journal of the American Concrete Institute**, Vol. 66(12), p. 974-985, 1969.
- DER KIUREGHIAN, A.; LIU, P. L. Multivariate distribution models with prescribed marginals and covariances. **Probabilistic Engineering Mechanics**, Vol 1(2), p. 105-112, 1986.
- ECCS. **Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints**. Pub. no. 33, European Convention for Constructional Steelwork, 1983.
- ELLINGWOOD, B. R. Probability-based codified design: Past accomplishments and future challenges. **Structural Safety**, vol. 13(3), p. 159–176, 1994.
- ELLINGWOOD, B. R. LRFD: implementing structural reliability in professional practice. **Engineering Structures**, vol. 22, p. 106-115, 2000.
- ELLINGWOOD, B.; MACGREGOR, J. G.; GALAMBOS, T.V.; CORNELL, C. A. Probability based load criteria: load factor and load combinations. **Journal of the Structural Division**. ASCE, vol. 108 (5), p. 978-997, 1982.
- FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 4. ed. rev. Belo Horizonte: Universidade federal de Minas Gerais, 2011, 331 p.
- FANG, Z. X.; FAN, H. T. Redundancy of Structural Systems in the Context of Structural Safety **Procedia Engineering**. Vol. 14, p. 2172–2178, 2011.

- FERREIRA, E. G. **Análise de confiabilidade estrutural via método SORM DG**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.
- GALAMBOS, T. V.; RAVINDRA, M. K. Properties of steel for use in LRFD. **Journal of the Structural Division**, vol. 104(9), p. 1459–1468, 1978.
- GALAMBOS, T.V.; ELLINGWOOD, B.; MACGREGOR, J.G.; CORNELL, C.A. Probability-based load criteria: assessment of current design practice. USA, **Journal of the Structural Division**, ASCE, vol. 108, n. ST5, p. 959-977, 1982.
- GALAMBOS, T.V.; ELLINGWOOD, B.R. Serviceability limit states: deflection. **Journal of Structural Engineering**, ASCE; vol. 112(1), p. 67–84, 1986.
- GONÇALVES, G. A. **Modelagem do comportamento inelástico de estruturas de aço: membros sob flexão em torno do eixo de menor inércia**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.
- HALDAR, A.; MAHADEVAN S. **Probability, reliability and statistical methods in engineering design**. John Wiley & Sons, 320 p., 2000a.
- HALDAR, A.; MAHADEVAN S. **Reliability assessment using stochastic finite element analysis**. John Wiley & Sons, 344 p., 2000b.
- HASOFER, A. M.; LIND, N. C. An exact and invariant first-order reliability format. **Journal of Engineering Mechanics**, vol. 100, p. 111-121, 1974.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS). **Probabilistic Model Code**. ISBN 978-3-909386-79-6. 2001. Disponível em: < <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/> >. Acesso em: 30 jun. 2020.

- KASSIMALI, A. Large deformation analysis of elastic-plastic frames. **Journal of Structural Engineering**, vol. 109(8), p. 1869–1886, 1983.
- KIM, S. E.; PARK, M. H.; CHOI, S. H. Direct design of three-dimensional frames using practical advanced analysis. **Engineering Structures**, vol. 23(11), p. 1491–1502, 2001.
- LEMES, I. J. M. **Análise avançada via MRPR de estruturas mistas de aço e concreto**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.
- LEMES, I. J. M. **Estudo Numérico Avançado de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.
- LI, G. Q.; LI, J. J. **Advanced Analysis and Design of Steel Frames**. John Wiley & Sons, 371 p., 2007.
- LI, Q.; WANG, C. Updating the assessment of resistance and reliability of existing aging bridges with prior service loads. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, vol. 141(12), 04015072, 12 p., 2015.
- Li, Q.; Ellingwood, B. R. Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under mainshock-aftershock earthquake sequence. **Earthquake Engineering Structures and Structural Dynamics**, vol. 36, p. 405–427, 2007.
- LIEW, J. Y. R. **Advanced Analysis for Frame Design**. Ph.D. Thesis, Purdue University, West Lafayette, IN1992.
- LIU, H. **System reliability calibrations for the Direct Design Method of planar steel frames with partially restrained connections**. Tese (doutorado), School of Civil Engineering, Faculty of Engineering and IT the University of Sydney, July 2019.

- MACHADO, F. C. S. **Análise Inelástica de Segunda-ordem de Sistemas Estruturais Metálicos**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro preto, Ouro Preto, MG, Brasil, 2005.
- MAPA, D. L. S. **Confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.
- MAPA, D. L. S.; FREITAS, M. S. R.; SILVEIRA, R. A. M. **Avaliação Da Segurança Estrutural De Pórticos Planos de Aço Projetados Com Análise Avançada**. In: XIII SIMMEC 2018, 2018, Vitória - ES. Anais do XIII SIMMEC 2018 - Simpósio de Mecânica Computacional. Vitória - ES, 2018.
- MAPA, D. L. S.; FREITAS, M. S. R.; SILVEIRA, R. A. M.; SILVA, A. R. D. Confiabilidade estrutural de pórticos de aço. **Revista da Estrutura De Aço**, vol. 8, p. 1-21, 2019.
- MAPA, D. L. S.; FREITAS, M. S. R.; SILVEIRA, R. A. M.; SILVA, A. R. D. **Structural Reliability of Two-Dimensional Nonlinear Steel Frames**. In: XXXVIII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, 2017, Florianopolis, 2017.
- MATHWORKS. **MATLAB Programming Fundamentals**. 2019. Disponível em: <https://www.mathworks.com/help/pdf_doc/matlab/matlab_prog.pdf>. Acesso em: 1 dez. 2019.
- MAZZONI, S.; MCKENNA, F.; SCOTT, M. H.; FENVES, G. L. **OpenSees command language manual**. Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA, 2007.
- MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. **Matrix Structural Analysis**. 2nd. ed., *Faculty Books*. 7, 2000.
- MELCHERS, R. E. **Structural reliability analysis and prediction**. John Wiley & Sons, 2. ed., 431 p., 1999.

- NGO-HUU, C.; KIM, S. E.; OH, J. R. Nonlinear analysis of space steel frames using fiber plastic hinge concept. **Engineering Structures**, vol. 29(4), p. 649–657, 2007.
- OKASHA, N.M.; FRANGOPOL, D.M. Redundancy of structural systems with and without maintenance: An approach based on lifetime functions. **Reliability Engineering and System Safety**; vol. 95(5), p. 520-533,2010.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço**: Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. rev. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009, 382 p.
- RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural reliability under combined random load sequences. **Computer and Structures**, vol. 9, p. 489-494, 1978.
- ROCHA, P. A. S. **Análise inelástica de segunda ordem de estruturas metálicas com ligações semi-rígida**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.
- ROCHA SEGUNDO, JACKSON DA SILVA. **Estratégias numéricas para otimização da solução não linear de problemas estruturais**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.
- SAGRILO, L. V. S. **Análise de Confiabilidade Estrutural utilizando os métodos analíticos FORM e SORM**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1994.
- 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**, vol. 98, p. 167–177, 2014.

- SAKURAI, S.; ELLINGWOOD, B.R.; KUSHIYAMA, S. Probabilistic study of the behaviour of steel frames with partially restrained connections. **Engineering Structures**; vol. 23, p. 1410–1417, 2001.
- SILVA, A. R. D. da. **Sistema computacional para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.
- VOGEL, U. Calibrating Frames. **Stahlbau**; vol. 10, p. 295-301, 1985.
- WHITE, D.; HAJJAR J. Stability of steel frames: the cases for simple elastic and rigorous inelastic analysis/design procedures. **Engineering Structures**; vol. 22(2), p.155–67, 2000.
- YOO, H.; CHOI, D-H. New method of inelastic buckling analysis for steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 64, p. 1152-1164, 2008.
- ZIEMIAN, R. D.; MCGUIRE, W.; DEIERLEIN, G. G. Inelastic limit states design. I: Planar frame studies. **Journal of the Structural**, ASCE, vol. 118 (9), p. 2532–2549, 1992.
- ZIEMIAN, R. D.; MCGUIRE, W. **MASTAN2**, v. 3.5.4, distributor Wiley, New York, 2015.
- ZHANG, H.; RASMUSSEN, K. J. R. System-based design for steel scaffold structures using advanced analysis. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 89, p. 1–8, 2013.
- ZHANG, H.; ELLINGWOOD, B. R.; RASMUSSEN, K. J. System reliabilities in steel structural frame design by inelastic analysis. **Engineering Structures**, vol. 81, p. 341-348, 2014.
- ZHANG, H.; LIU, H.; ELLINGWOOD, B. R.; RASMUSSEN, K. J. R. System Reliabilities of Planar Gravity Steel Frames Designed by the Inelastic Method in AISC 360-10. **Journal of Structural Engineering**. ASCE, v. 144(3), 04018011, 8 p., 2018.

ZHANG, H.; RASMUSSEN, K. J. R.; ELLINGWOOD, B.R. Reliability assessment of steel scaffold shoring structures for concrete formwork. **Structural Engineering**; vol. 36, p. 81–89, 2012.

ZHANG, H.; SHAYAN, S.; RASMUSSEN, K. J. R.; ELLINGWOOD, B. R. System-based design of planar steel frames, I: Reliability framework. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 123, p. 135-143, 2016a.

ZHANG, H.; SHAYAN, S.; RASMUSSEN, K. J. R.; ELLINGWOOD, B. R. System-based design of planar steel frames, II: Reliability results and design recommendations. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 123, p. 154-161, 2016b.

