



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil

Augusto Franco de Lima

**ANÁLISE INELÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM DE
ESTRUTURAS PLANAS DE AÇO VIA *SOFTWARE*
MASTAN2**

Ouro Preto

2018

Análise inelástica de segunda ordem de estruturas planas de aço via *software*
MASTAN2

Augusto Franco de Lima

Monografia de conclusão de curso para obtenção do grau de Engenheiro Civil na Universidade Federal de Ouro Preto defendida e aprovada em 07 de dezembro de 2018 como parte dos requisitos para a obtenção do Grau de Engenheiro Civil.

Área de concentração: Análise estrutural

Orientador: Prof. D.Sc. Marcílio Sousa de Rocha Freitas - UFOP

Co-orientador: M.Sc. Danilo Luiz Santana Mapa - UFOP

Ouro Preto

2018

L732a

Lima, Augusto Franco.

Análise inelástica de segunda ordem de estruturas planas de aço via software Mastan2 [manuscrito] / Augusto Franco Lima. - 2018.

xiii, 65f.f.: il.: color; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Marcilio Sousa de Rocha Freitas.

Coorientador: Prof. MSc. Danilo Luiz Santana Mapa.

Monografia (Graduação). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil.

1. Estruturas de aço. 2. Método dos Estados Limites. 3. Análise Estrutural. 4. Análise não-linear. 5. Mastan2. I. Freitas, Marcilio Sousa de Rocha. II. Mapa, Danilo Luiz Santana. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624

Catálogo: ficha.sisbin@ufop.edu.br

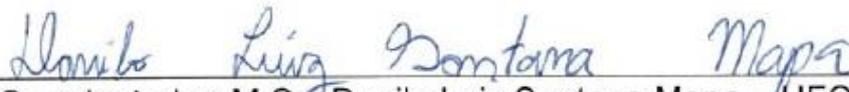
Análise inelástica de segunda ordem de estruturas planas de aço via *software*
MASTAN2

Augusto Franco de Lima

Monografia de conclusão de curso para
obtenção do grau de Engenheiro Civil na
Universidade Federal de Ouro Preto
defendida e aprovada em 07 de dezembro
de 2018 como parte dos requisitos para a
obtenção do Grau de Engenheiro Civil.



Orientador: Prof. Dr. Marcílio Sousa de Rocha Freitas - UFOP



Co-orientador: M.Sc. Danilo Luiz Santana Mapa – UFOP



Membro: Profª. Dra. Andréa Regina Dias da Silva – UFOP

AGRADECIMENTOS

Após concluir esse trabalho de final de curso, quero expressar meus sinceros agradecimentos a um conjunto de pessoas que, sem elas, não seria possível vencer essa jornada de cinco anos.

Aos meus pais, tios e demais familiares que me apoiaram e me incentivaram ao longo da minha vida.

A todos meus professores, em especial ao Marcílio, meu orientador, ao Danilo, co-orientador e à Andréa, membro da banca de defesa. Sem esses profissionais, não seria possível ter os conhecimentos necessários para concluir esse trabalho, muito menos a graduação.

Aos colegas do semestre 14.1 da Engenharia Civil pela companhia durante todos esses anos, em especial aos meus amigos: Gustavo, Hugo, Lucas, Thiago, Ágatha e Letícia, devido aos encontros e risadas diárias nos pátios da Escola de Minas.

RESUMO

Projetos estruturais devem ser realizados de forma que a obra final seja a mais econômica e segura possível. O método mais utilizado nas normas de dimensionamento de estruturas é o Método dos Estados Limites que compara os esforços solicitantes que atuam na estrutura com os esforços resistentes. Os esforços solicitantes são obtidos através de combinações de cargas e análises estruturais que podem ser do tipo linear ou não linear, sendo a primeira uma análise simplificada e a segunda uma análise avançada que representa de forma mais precisa o comportamento real da estrutura. A fim de avaliar a segurança estrutural de oito estruturas planas de aço, foram realizadas análises inelásticas de segunda ordem através do software Mastan2. Cinco dessas estruturas possuíam respostas não lineares na literatura e foi possível confirmar que o programa computacional utilizado apresenta bons resultados. As demais estruturas possuíam resultados através de análises lineares elásticas e foi possível comparar a análise linear com a não linear, constatando que os esforços internos obtidos através da análise mais avançada não apresentaram mudanças significativas devido a baixa deslocabilidade dos pórticos, mas que as estruturas passam a possuir certa folga em relação ao colapso devido a não-linearidade do aço.

Palavras-chaves: Estruturas de aço, Método dos Estados Limites, Análise Estrutural, Análise linear, Análise não-linear, Mastan2.

ABSTRACT

Structural designs must be done in such a way that the final structure would be as economical and safe as possible. The most used method in design code is the Limite State Method that compares the required strength in the structure with the design strength. Required strengths are determined by loads combinations and structural analysis that may be of the linear or non-linear type, the former being a simplified analysis and the latter an advanced analysis which more accurately represents the actual behavior of the structure. In order to evaluate the structural safety of eight steel structures, inelastic second order analyzes were performed using the Mastan2 software. Five of these structures had nonlinear responses in the literature and it was possible to confirm that the computational program used has good results. The other structures had results by linear elastic analysis and it was possible to compare linear and nonlinear analyses, noting that the internal efforts obtained by the most advanced analysis did not present significant changes due to the low displacements of the frames, but they have some clearance in relation to collapse due to non-linearity of steel.

Keywords: Steel Structures, Load and Resistance Factor Design, Structural analysis, linear analysis, non-linear analysis, Mastan2.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Efeitos P- Δ e P- δ (Adaptado de Silva, 2009)	16
Figura 2 – Modelo rígido-plástico (Fonte: Paiva, 2009)	17
Figura 3 – Modelo elasto-plástico (Fonte: Paiva, 2009).....	18
Figura 4 – Modelo Elasto-Plástico com Endurecimento (Fonte: Paiva, 2009)	19
Figura 5 – Diferentes tipos de análise estrutural (Fonte: Mapa, 2018)	19
Figura 6 – Tipos de ligação (Fonte: Pfeil e Pfeil, 2009)	20
Figura 7 – Pórtico de um andar e uma baia (Fonte: Felício ,2017).	23
Figura 8 – Pórtico de dois andares e duas baias (Fonte: Felício, 2017).	27
Figura 9 – Pórtico de dois andares e duas baias (Fonte: Felício, 2017).	32
Figura 10 – Viga de três vãos (Fonte: Zhang <i>et al.</i>).....	39
Figura 11 - Configuração deformada da viga apresentada pelo Mastan2.	40
Figura 12 – Pórtico de 1 andar e 1 baia (Fonte: Zhang at al)	41
Figura 13 – Configuração deformada do pórtico apresentada pelo Mastan2.	41
Figura 14 – Pórtico de dois andares e duas baias (Fonte: Zhang <i>et al.</i>).....	42
Figura 15 – Configuração deformada do pórtico 3.1.....	43
Figura 16 – Configuração deformada do pórtico 3.2.....	44
Figura 17 – Configuração deformada do pórtico 3.3.....	45
Figura 18 – Primeiro exemplo de Felício (2017).	47
Figura 19 – Configuração deformada do primeiro pórtico de Felício (2017)	48
Figura 20 – Pórtico de dois andares e uma baia (Felício 2017).....	49
Figura 21 – Configuração deformada do pórtico.....	52
Figura 22 – Configuração deformada do segundo pórtico de Felício (2017).	54
Figura 23 – Pórtico de dois andares e duas baias. (Fonte: Felício 2017).	55

Figura 24 – Configuração deformada do pórtico.....	56
Figura 25 – Configuração deformada do terceiro pórtico de Felício (2017).....	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas separadamente (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).....	12
Tabela 2 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).....	12
Tabela 3 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis separadamente (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).....	13
Tabela 4 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis conjuntamente. (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).....	13
Tabela 5 - Fatores de combinação e de redução (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).	14
Tabela 6 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).....	24
Tabela 7 – Verificação enquanto a flexão composta (Fonte: Felício, 2017).	24
Tabela 8 – Verificação quanto ao cisalhamento (Fonte: Felício, 2017).	25
Tabela 9 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).....	25
Tabela 10 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).....	26
Tabela 11 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).	26
Tabela 12 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).....	28
Tabela 13 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).	28
Tabela 14 – Verificação quanto ao esforço cortante (Fonte: Felício, 2017).....	29
Tabela 15 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).....	29
Tabela 16 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).....	30
Tabela 17 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).	31
Tabela 18 – Verificação quanto ao esforço cortante (Fonte: Felício, 2017).....	31
Tabela 19 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).....	32

Tabela 20 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).....	33
Tabela 21 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).	33
Tabela 22 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).....	34
Tabela 23 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).	35
Tabela 24 – Verificação quanto ao esforço cortante (Fonte: Felício, 2017).....	35
Tabela 25 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).....	36
Tabela 26 – Propriedades do pórtico 3.1 (Fonte: Zhang <i>et al.</i>).....	43
Tabela 27- Propriedades do pórtico 3.2 (Fonte: Zhang <i>et al.</i>).	44
Tabela 28 – Propriedades do pórtico 3.3 (Fonte: Zhang <i>et al.</i>).....	45
Tabela 29 – Propriedades do aço e carregamento para o primeiro pórtico (Fonte: Felício 2017).....	47
Tabela 30 – Comparativo entre a análise elástica de primeira ordem feita pelo Mastan2 e pelo Ftool.....	48
Tabela 31 – Propriedades e carregamentos do pórtico (Felício, 2017).	50
Tabela 32 – Propriedades e carregamentos do pórtico (Fonte: Felício 2017). ...	53
Tabela 33 – Comparativo entre os resultados obtidos pelo Mastan2 e Ftool.	53
Tabela 34 – Propriedades e carregamento do pórtico (Fonte: Felício 2017).....	56
Tabela 35 – Propriedades do material e do pórtico (Fonte: Felício 2017).	57
Tabela 36 – Comparativo entre os resultados obtidos através do Mastan2 e do Ftool.	57
Tabela 37 – Comparativo entre as análises para o 1º pórtico de Felício (2017).	60
Tabela 38 - Comparativo entre as análises para o 2º pórtico de Felício (2017)..	60
Tabela 39 - Comparativo entre as análises para o 3º pórtico de Felício (2017)..	60

SUMÁRIO

Agradecimentos	IV
Resumo	V
Abstract.....	VI
Lista de Figuras	VII
Lista de Tabelas.....	IX
Sumário	XI
1 Introdução	1
1.1 Objetivo	2
1.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Justificativa	2
2 Revisão Bibliográfica.....	4
2.1 Segurança Estrutural	4
2.2 Método das Tensões Admissíveis	4
2.3 Método dos Estados Limites.....	5
2.3.1 Verificações de Segurança do Projeto	6
2.3.2 Características das Ações.....	8
2.3.3 Tipo de Carregamento	9
2.3.4 Combinação de ações	9
2.4 Análise Estrutural.....	14
2.4.1 Análise elástica de 1ª ordem.....	15
2.4.2 Análises não lineares	15
	XI

2.5	Ligações entre viga e coluna	19
2.6	Pórticos investigados por Felício (2017)	21
2.6.1	Exemplo 1: Pórtico plano de um andar e uma baia.....	23
2.6.2	Exemplo 2: Pórtico plano de dois andares e uma baia	26
2.6.3	Exemplo 2: Pórtico plano de dois andares e uma baia – segundo esquema	30
2.6.4	Exemplo 3: Pórtico plano de dois andares e duas baias.....	32
2.6.5	Exemplo 3: Pórtico plano de dois andares e duas baias – segundo esquema	34
3	Metodologia.....	37
4	RESULTADOS.....	39
4.1	Viga de aço de três vãos	39
4.2	Pórtico de um andar e uma baia.....	40
4.3	Pórticos de dois andares e duas baias	42
4.3.1	Primeira configuração	42
4.3.2	Segunda configuração	44
4.3.3	Terceira configuração	45
4.4	Pórticos de Felício (2017).....	46
4.4.1	Pórtico de um andar e uma baia (Felício 2017)	46
4.4.2	Pórtico de dois andares e uma baia (Felício 2017)	49
4.4.3	Pórtico de dois andares e duas baias (Felício 2017)	54
4.5	Comparativo entre a análise inelástica de segunda ordem e a análise elástica de primeira ordem de Felício (2017).	58
5	Conclusão	62

Referências.....64

1 INTRODUÇÃO

Durante a elaboração de um projeto estrutural de qualquer obra de engenharia é de extrema importância que os cálculos envolvidos nesse processo sejam feitos de forma a preservar a segurança daqueles que vão utilizar essa obra, que a execução do projeto seja feita da forma mais econômica possível e que não surjam problemas na utilização dessa construção.

Em construções metálicas, uma das etapas fundamentais para que esses objetivos sejam concretizados é a análise e a obtenção de forma correta dos esforços solicitantes que estão atuando na estrutura. O Método dos Estados Limites e o Método da Resistência Admissível são as duas formas mais comuns de verificação de segurança de estruturas de obras civis.

A fim de verificar a segurança aos Estados Limites Últimos e de Serviço de pórticos planos de aço, Felício fez como trabalho de conclusão de curso a monografia “Análise de pórticos metálicos planos projetados pelo Método dos Estados Limites” (FELÍCIO, 2017). Nele, além de destacar a importância do bom dimensionamento de uma estrutura, ela apresenta como foi feito o dimensionamento dos pórticos e os analisa, tanto para conferir se haverá colapso da estrutura, comparando os esforços resistentes com os esforços solicitantes, quanto para conferir se a utilização da estrutura não será prejudicada devido a deformações excessivas segundo a ABNT NBR 8800: 2008.

Os pórticos investigados por Felício (2017) tiveram seus esforços obtidos com o software Ftool que gera resultados através de análise estática linear. Após a conclusão de sua pesquisa, deixa-se como sugestão realizar análises mais avançadas e que os novos resultados sejam comparados com os resultados obtidos pelo seu estudo, a fim de investigar as respostas estruturais dos pórticos através de análises não lineares. Para isso será necessário utilizar outro programa computacional, chamado Mastan2 que permite realizar esse outro tipo de análise.

1.1 Objetivo

Este trabalho tem por objetivo realizar a análise avançada de uma viga e quatro pórticos planos de aço utilizando o *software* Mastan2 e comparar os resultados obtidos com os que estão presentes na literatura, a fim de validar as respostas obtidas pelo programa. Após validação, será feito o estudo de três pórticos planos de aço presentes no trabalho de Felício (2017), mas desta vez, utilizando uma análise mais avançada. Por fim, serão comparados os resultados lineares obtidos por Felício (2017) com os não lineares obtidos por este estudo.

1.2 Objetivos Específicos

- Fazer a análise de segunda ordem inelástica em uma viga e quatro pórticos planos de aço e comparar os resultados obtidos com os presentes na literatura, validando as respostas geradas pelo Mastan2;
- Fazer a análise de segunda ordem inelástica de três pórticos planos metálicos presentes no trabalho de Felício (2017): o primeiro de uma baia e um andar; o segundo de uma baia e dois andares; o terceiro de duas baias e dois andares;
- Comparar os resultados obtidos desses três pórticos com os obtidos por Felício (2017), que utilizou uma análise linear elástica;
- Redimensionar as estruturas para resistirem ao carregamento de projeto, caso seja necessário;

1.3 Justificativa

Justifica-se esse estudo pela importância de que estruturas sejam analisadas pelo Método dos Estados Limites com análise avançada de segunda ordem inelástica, uma vez que projetos estruturais feitos com base em tal método conseguem ser mais seguros e ao mesmo tempo mais econômicos.

Além disso, o Método dos Estados Limites vem sendo cada vez mais utilizado durante a elaboração de projetos, logo é necessário que pesquisas sejam realizadas a fim de aumentar a quantidade de material acadêmico disponível, no qual o meio técnico irá se embasar para a realização de seu trabalho.

Muitas vezes, durante a elaboração de um projeto, as estruturas têm seus esforços e deslocamentos obtidos através de uma análise linear. Tal análise gera resultados menos precisos e, geralmente, só podem ser usados quando os deslocamentos e o nível de carregamento dessa estrutura não são elevados. Análises não-lineares físicas e geométricas permitem que os resultados das previsões feitas ao comportamento de uma estrutura sejam mais precisos. Logo, existe a necessidade de que estruturas sejam analisadas linearmente e não linearmente, a fim de comparar tais resultados. Com isso é possível entender quando é coerente de aplicar cada uma delas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Segurança Estrutural

De acordo Sales *et al.* (2005), uma estrutura, independentemente de sua complexidade, deve cumprir as funções na qual foi projetada da forma mais eficiente e econômica possível. Ainda segundo Sales *et al.* (2005), o aspecto econômico é otimizado com a análise correta dos materiais e das tecnologias disponíveis e é função do projetista escolher o material a ser utilizado e equilibrar o consumo de material com a mão-de-obra. Já a eficiência da obra está relacionada as suas condições de segurança, sendo dependente da resistência, estabilidade e durabilidade a qual foi projetada.

Para que essas duas especificações sejam atendidas, umas das etapas obrigatórias é o conhecimento das cargas atuantes nessa edificação, pois só assim é possível ter conhecimento dos esforços solicitantes que atuam na estrutura. Os dois métodos mais comuns para a verificação estrutural são o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites, sendo o primeiro cada vez menos utilizado, sendo substituído pelo Método da Resistência Admissível, e o segundo um método mais atual em todas as normas de projeto.

2.2 Método das Tensões Admissíveis

Segundo Sales *et al.* (2005), o Método das Tensões Admissíveis foi usado até recentemente pelas normas de dimensionamento de estruturas e consiste em estipular a tensão máxima suportada pelo elemento minorando seu esforço resistente através de um coeficiente de segurança. Essa tensão máxima pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \frac{\sigma_{falha}}{F.S.} \quad (2.1)$$

O valor usado para F.S. corresponde aos parâmetros γ_i ou γ_e que são denominados coeficiente de segurança interno e coeficiente de segurança externo, respectivamente. De acordo com Sales *et al.* (2005), utiliza-se os coeficientes de segurança externos para elementos que possam sofrer com o efeito da flambagem,

como pilares e vigas, já os coeficientes de segurança internos são usados para as estruturas submetidas a solicitações estabilizantes, por exemplo, um elemento sujeito à tração.

Diversas críticas são feitas ao Método das Tensões Admissíveis de forma que tal método parou de ser amplamente utilizado. Dentre as críticas apontadas por Sales *et al.* (2005), pode-se destacar que não existe separação entre as incertezas dos parâmetros e as incertezas do sistema, além disso o método não possui estrutura lógica para analisar outros fatores importantes de projeto que não seja tensões, como deformação ou fissuras, contudo, a crítica mais severa apresentada por esse autor é a distância entre a situação de utilização da estrutura e sua situação de ruína.

Outra crítica interessante de se destacar é a ineficiência do método caso seja necessário comparar a segurança de estruturas feitas de materiais distintos. É explicado por Sales *et al.* (2005) que os valores propostos para coeficientes de segurança variam de acordo com as incertezas das características do material utilizado e que quanto maior essa incerteza, maior deve ser o coeficiente de segurança estipulado. Estruturas de aço, por exemplo, utilizavam $\gamma_i = 2$, enquanto estruturas feitas de madeira utilizavam $\gamma_i = 4$. Caso fosse necessário analisar a segurança dessas duas estruturas feitas de materiais distintos baseando-se apenas no coeficiente de segurança, seria errado concluir que, como a estrutura de madeira possuía um γ_i maior que a de aço, a sua estrutura apresentava maior segurança. Caso uma estrutura seja construída baseada em um $\gamma_i = 2$, a mesma se apresenta segura caso seja feita de aço, mas é insegura se feita de madeira.

Dessa forma, o Método das Tensões Admissíveis está sendo cada vez menos utilizado e na maioria das situações já foi substituído pelo Método dos Estados Limites, uma vez que é preferível a precisão da análise mais avançada do segundo método do que a simplicidade do primeiro.

2.3 Método dos Estados Limites

De acordo com Sales *et al.* (2005), o Método dos Estados Limites tem como objetivo delimitar o ponto extremo a partir do qual uma estrutura já não cumpre as funções para qual foi projetada, seja porque tal estrutura entrou em ruína ou porque

sua utilização foi comprometida. Dessa forma, pode-se dividir o método em dois estados limites, o Estado Limite Último e o Estado Limite de Utilização.

O Estado Limite Último é atingido quando a estrutura, ou parte dela, não apresenta mais segurança devido ao colapso da estrutura. Sales *et al.* (2005) lista motivos em que esse limite pode ser atingido, dentre eles: a perda de equilíbrio de uma parte ou de toda a estrutura; transformação da estrutura original em uma estrutura hipostática; mudança da geometria de algum dos elementos estruturais devido a deformações ou fissurações; ruptura de algum dos elementos da estrutura devido ao esgotamento da sua capacidade de suporte.

O Estado Limite de Serviço não está relacionado a insegurança de uma estrutura, porém, caso esse limite seja ultrapassado, a utilização dessa edificação ficará comprometida. Logo, uma obra civil que não atende esse limite de utilização pode até não entrar em colapso, mas não terá por completo as funcionalidades para qual foi projetada. De acordo com Sales *et al.* (2005), esse limite ocorre quando existem deformações excessivas na estrutura que afetam sua aparência, utilização e durabilidade ou quando o conforto daqueles que utilizam uma edificação é comprometido devido à grandes vibrações.

Por ter a eficácia de conseguir resultados mais condizentes com a realidade, o Método dos Estados Limites passou a ser o mais usado nas normas de dimensionamento de estruturas.

2.3.1 Verificações de Segurança do Projeto

Durante a elaboração de um projeto estrutural é necessário ter conhecimento das ações que atuam nessa estrutura e da resistência que esses elementos oferecem, de tal forma que, uma estrutura só está segura se os esforços solicitantes atuantes na mesma não superarem seus esforços resistentes. Isso pode ser escrito na forma da seguinte equação:

$$S_d \leq R_d \quad (2.2)$$

sendo:

S_d : esforços solicitantes de cálculo;

R_d : esforços resistentes de cálculo.

Nessa expressão, tanto a variável que representa o esforço solicitante quanto o resistente apresentam o subscrito d , isso significa que tais variáveis foram modificadas por coeficientes de ponderação e já apresentam seus valores de cálculo ou de projeto. Variáveis que apresentam o subscrito k não tiveram seu valor alterado, ou seja, possuem seu valor característico.

Para manter a segurança de um projeto estrutural é necessário que seja feita a majoração dos esforços solicitantes e a minoração dos esforços resistentes. Esse trabalho é feito pelo projetista que, usando normas técnicas, transforma variáveis com valores característicos em variáveis com valores de cálculo.

As normas que orientam como é feito o cálculo para obter a resistência de projeto de uma estrutura irá variar de acordo com o material que tal estrutura é feita, caso o material seja aço deve-se utilizar a ABNT NBR 8800:2008, se o material utilizado é concreto armado utiliza-se a ABNT NBR 6118:2014, por exemplo.

O cálculo para a obtenção das ações que solicitam a estrutura é orientado pela ABNT NBR 8681:2003. Usualmente, uma edificação é solicitada por diversas ações que são geradas devido, por exemplo, ao peso próprio da estrutura, ação do vento, uso e ocupação do edifício. A ação final de cálculo é obtida através da combinação entre todas as ações atuantes na estrutura, sendo que cada uma das ações deve ser multiplicada por seu respectivo coeficiente de ponderação. É função do projetista escolher, das diversas combinações possíveis, qual é aquela que mais solicita a estrutura e decidir quais os coeficientes de ponderação que serão usados durante os cálculos. Essas decisões levam em conta basicamente qual a característica das ações atuantes em sua estrutura (se são ações permanentes, variáveis ou excepcionais) e qual é o tipo desse carregamento (carregamento normal, especial, excepcional ou de construção).

2.3.2 Características das Ações

As características das ações que podem atuar em uma estrutura podem ser divididas em três tipos: ações permanentes (representadas pela letra G), ações variáveis (representadas pela letra Q) e ações excepcionais (representadas pela letra E).

a. Ações Permanentes (G)

De acordo com Sales *et al.* (2005), as ações permanentes são aquelas que não possuem grande variação o longo da vida útil da estrutura e podem ser divididas em duas classes: ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas.

Segundo Sales *et al.* (2005), considera-se ações permanentes diretas aquelas provenientes do peso próprio da estrutura, do peso de equipamentos fixos, dos empuxos devido ao peso próprio de terras não removíveis e, em casos particulares, ações provenientes de empuxos hidrostáticos.

Para Sales *et al.* (2005), as ações permanentes indiretas são causadas pela protensão, retração do material ou recalque dos apoios.

b. Ações Variáveis (Q)

De acordo com Sales *et al.* (2005), as ações variáveis possuem grandes variações durante a vida útil da edificação, como por exemplo, cargas provenientes da ação do vento, variações de temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Elas ainda podem ser divididas em ações variáveis normais e especiais, no qual a primeira possui grande probabilidade de ocorrência e a segunda possui menores probabilidades de ocorrência, como ações sísmicas ou cargas acidentais de intensidades especiais, por exemplo.

c. Ações Excepcionais (E)

Segundo Sales *et al.* (2005), as ações excepcionais são aquelas provenientes de explosões, choque de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais, ou seja, possuem uma curta duração durante a sua ocorrência.

2.3.3 Tipo de Carregamento

A ABN NBR 8681:2003 classifica em quatro tipos de carregamentos: carregamento normal, especial, excepcional e de construção.

Carregamento normal

Segundo Sales *et al.* (2005), o carregamento normal tem duração igual ao período de referência da estrutura e decorre do uso previsto para a construção. Ele deve ser sempre considerado durante a verificação de segurança de uma estrutura.

a. Carregamento especial

De acordo com Sales *et al.* (2005), o carregamento especial é de maior intensidade que o carregamento normal, porém possuem uma curta duração. Ele é provocado por ações variáveis especiais.

b. Carregamento excepcional

Segundo Sales *et al.* (2005), o carregamento excepcional também é transitório, mas possuem efeitos catastróficos na estrutura projetada e só são utilizados em construções que efeitos excepcionais não podem ser desconsiderados.

c. Carregamento de construção

De acordo com Sales *et al.* (2005), o carregamento de construção é um caso particular, no qual, durante a fase de construção da obra, atua na estrutura algum efeito que pode gerar riscos à estabilidade do edifício.

2.3.4 Combinação de ações

A ABNT NBR 8681:2003 estabelece equações que tem o objetivo de combinar as ações que atuam em uma estrutura a fim de obter um esforço final de cálculo, sendo que estes podem ser a carga, o esforço normal ou o momento fletor que atuam em uma estrutura, por exemplo.

A combinação deve ser escolhida de acordo com as características das ações e o tipo de carregamento que foram definidos anteriormente. Também deve-se escolher se serão usadas combinações últimas ou combinações de serviço, sendo

que as primeiras são, geralmente, aplicadas para projetar estruturas e as segundas para verificar se tal projeto atende as necessidades de conforto das pessoas que usarão a edificação.

2.3.4.1 Combinações últimas das ações

a. Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \Psi_{0j} F_{Qj,k} \quad (2.3)$$

b. Combinações últimas especiais ou de construção:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (2.4)$$

c. Combinações últimas excepcionais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (2.5)$$

Nas equações apresentadas acima, o valor de F_d é sempre calculado a partir da soma de três parcelas. A primeira parcela é referente ao somatório das ações (F_G) permanentes multiplicadas pelos seus respectivos coeficientes de ponderação γ_g , a segunda parcela é referente a ação variável principal (F_Q) multiplicada pelo seu coeficiente de ponderação γ_q e a terceira parcela é referente ao somatório das demais ações variáveis que são multiplicadas tanto pelo coeficiente γ_q , quanto pelos seus respectivos fatores de combinação e redução Ψ .

Na maioria das situações, diversas ações variáveis atuam no mesmo elemento. A fim de saber qual das combinações gerará os esforços que mais solicitam a estrutura é necessário que os cálculos sejam feitos diversas vezes, cada hora tomando como ação variável principal uma ação variável diferente. Com os resultados de todas as combinações em mãos, observa-se qual delas possui o maior valor, esta será tomada como a ação de cálculo.

É importante observar que nas equações das combinações últimas especiais ou de construção e nas combinações últimas excepcionais aparece a variável $\Psi_{0j,ef}$. Segundo Sales *et al.* (2005), tal valor deve ser substituído por Ψ_{2j} quando a ação

variável principal tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso contrário usa-se o valor de Ψ_{0j} .

2.3.4.2 Combinações de serviço das ações

A norma ABNT NBR 8681:2003 divide as combinações de serviço em três tipos: combinações quase permanentes de serviço, combinações frequentes de serviço, combinações raras de serviço.

a. Combinações quase-permanentes de serviço

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.6)}$$

b. Combinações frequentes de serviço

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

c. Combinações Raras de serviço

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

3.3.4.3 Coeficientes de ponderação (γ) e fatores de combinação e de redução (Ψ)

Os coeficientes de ponderação γ_g e γ_q e os fatores de combinação e de redução Ψ são obtidas através das seguintes tabelas presentes na norma ABNT NBR 8681:2003.

a. Valores de γ_g para ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados *	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos **	1,50	1,0
Especial ou de Construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados *	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos **	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados *	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos **	1,30	1,0

* Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
 ** Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Tabela 1 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas separadamente (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).

b. Valores de γ_g para ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes *	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral **	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ***	1,40	1,0
Especial ou de Construção	Grandes pontes *	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral **	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ***	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes *	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral **	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ***	1,20	1,0

* Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.
 ** Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
 *** Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Tabela 2 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).

c. Valores de γ_q para ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito
Normal	Ações truncadas *	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de Construção	Ações truncadas *	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

* Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Tabela 3 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis separadamente
(Fonte: ABNT NBR 8681:2003).

d. Valores de γ_q para ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de Construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Tabela 4 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis conjuntamente.
(Fonte: ABNT NBR 8681:2003).

e. Fatores de combinação e de redução (Ψ)

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹)	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²)	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

Tabela 5 - Fatores de combinação e de redução (Fonte: ABNT NBR 8681:2003).

2.4 Análise Estrutural

De acordo com Paiva (2009), durante o dimensionamento de uma estrutura é necessário que se obtenha alguns conjuntos de resultados, como esforços e deslocamentos e tais resultados só são possíveis de serem calculados através de uma análise. Ainda segundo Paiva (2009) é fundamental que se conheça os diferentes tipos de análises que podem ser aplicadas a uma estrutura e suas respectivas características. Tais análises podem ter características lineares e não lineares, tanto do ponto de vista do material, quanto da geometria da estrutura.

a. Linearidade do material

Segundo Paiva (2009), a linearidade do material ou linearidade física acontece quando a relação entre as tensões e deformações que uma estrutura apresenta se dá de forma linear, ou seja, a Lei de Hooke é um modelo que representa o comportamento desse material de forma satisfatória.

b. Linearidade geométrica

De acordo com Paiva (2009), a linearidade geométrica só pode ser aplicada a estruturas que apresentam pequenas deslocabilidades, pois as equações de equilíbrios impostas a mesma são calculadas em sua posição indeformada.

2.4.1 Análise elástica de 1ª ordem

A análise elástica de 1ª ordem é o modelo mais simples usado para saber o comportamento de uma estrutura, uma vez que ele considera que a estrutura apresenta linearidade física e geométrica. Um exemplo de material que apresenta esse comportamento é o aço em sua fase inicial até atingir sua tensão de escoamento.

Além da facilidade de utilização de tal método comparado aos demais, tal análise possibilita que a estrutura seja estudada usando-se o princípio da superposição dos efeitos. Segundo Suruceranu (apud Felício, 2017), tal princípio, além de possibilitar que os efeitos das aplicações de cargas na estrutura independam de sua ordem, permite que carregamentos complexos sejam simplificados através de suas combinações, fazendo com que esse tipo de análise seja muito utilizado.

Por outro lado, Paiva (apud Felício, 2017) ressalta que a aplicação de tal método diminui a exatidão dos resultados para altos níveis de carga, fazendo com que o uso isolado desse tipo de análise não seja indicado para o dimensionamento de estruturas para o estado limite último. Logo, é comum que os resultados obtidos por análise elástica de 1ª ordem sejam associados com metodologias que levem em conta efeitos não lineares a fim de estimar um comportamento mais real da estrutura.

2.4.2 Análises não lineares

De acordo com Paiva (2009), quando os níveis de carga de uma estrutura e suas deslocabilidades são elevadas é necessário que sua avaliação seja feita de forma não linear a fim de estudar comportamentos que não são previstos através de uma análise elástica de 1ª ordem, como a degradação da resistência do material devido sua plastificação e fenômenos de instabilidade.

2.4.2.1 Não linearidade geométrica ou efeitos de segunda ordem

Segundo Mapa (2016), os efeitos de não linearidade geométrica, também conhecidos como efeitos de segunda ordem, acontecem quando a geometria da estrutura é alterada devido ao seu carregamento. Para Mapa (2016), os principais efeitos da não-linearidade geométrica são os efeitos globais e locais, P- Δ e P- δ , respectivamente. Segundo Paiva (2009), o efeito P- Δ é a consideração de um deslocamento Δ de uma extremidade da barra em relação à outra, já o efeito P- δ , é a consideração de um deslocamento δ da configuração deformada da barra em relação à sua corda.

Os efeitos P- Δ e P- δ são apresentados na Figura 1.

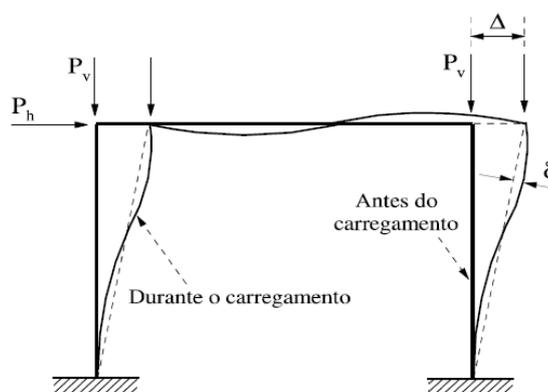


Figura 1 – Efeitos P- Δ e P- δ (Adaptado de Silva, 2009)

Paiva (2009) explica que, como as deformações provocadas pela flexão da barra são muito maiores do que as geradas pelo cisalhamento, os deslocamentos devido a este último esforço podem ser desconsiderados, com exceção de barras muito curtas.

2.4.2.2 Não linearidade física

De acordo com Paiva (2009), o efeito da linearidade física está relacionado com as propriedades físicas do material de que é feita a estrutura em análise. Apenas para baixos níveis de tensões, é correto considerar que o material de uma estrutura se comporta de forma linear.

Paiva (2009) explica que a linearidade física ocorre no aço quando seus níveis de tensões são inferiores à tensão de escoamento do material e no momento que o material atinge tal nível de tensão, a estrutura perde sua capacidade resistente para incrementos de carga e não consegue mais retornar a sua posição indeformada caso haja o seu descarregamento.

Para representar o comportamento da não linearidade física do aço, Paiva (2009) apresenta os três modelos abaixo, que relacionam a tensão e a deformação do material.

a. Rígido-plástico

Segundo Paiva (2009), o modelo rígido-plástico não considera que há deformação do material para tensões inferiores a tensão de escoamento do aço (f_y) e após atingir tal nível de tensão as deformações apresentadas pelo material continuam mantendo o nível de tensão constante. A relação de tensão x deformação pode ser representada de acordo com a Figura 2.

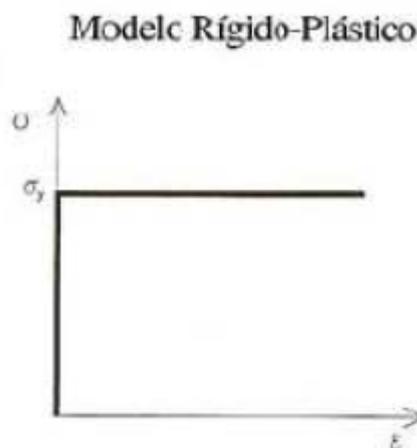


Figura 2 – Modelo rígido-plástico (Fonte: Paiva, 2009)

b. Elasto-plástico

De acordo com Paiva (2009), tal modelo considera que, até atingir a tensão de escoamento, o aço apresenta um comportamento físico linear e após isso, as deformações continuam mantendo o nível de tensão constante. O gráfico que relaciona a tensão com a deformação desse modelo para o aço segue conforme a Figura 3.

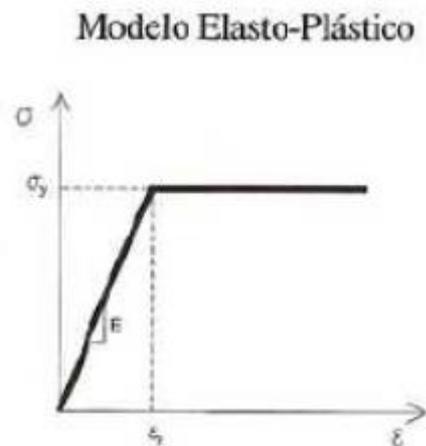


Figura 3 – Modelo elasto-plástico (Fonte: Paiva, 2009)

c. Elasto-plástico com endurecimento

O modelo elasto-plástico com endurecimento é similar ao modelo elasto-plástico, porém após atingir a tensão de escoamento do aço, as deformações do material não são ilimitadas, elas crescem até atingir um valor a partir do qual o material volta a resistir ao acréscimo de cargas. Esse último acréscimo modela um efeito presente no aço chamado endurecimento. O gráfico da Figura 4 apresenta a relação tensão x deformação desse modelo:

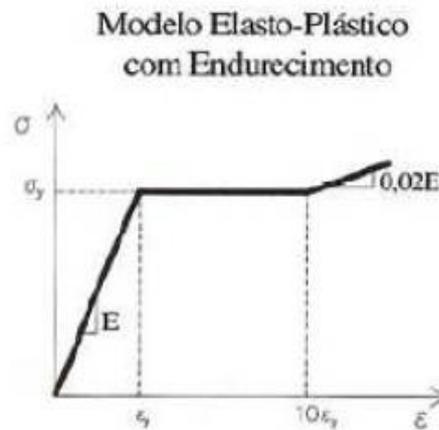


Figura 4 – Modelo Elasto-Plástico com Endurecimento (Fonte: Paiva, 2009)

A Figura 5 representa o comportamento da estrutura para os diferentes tipos da análise.

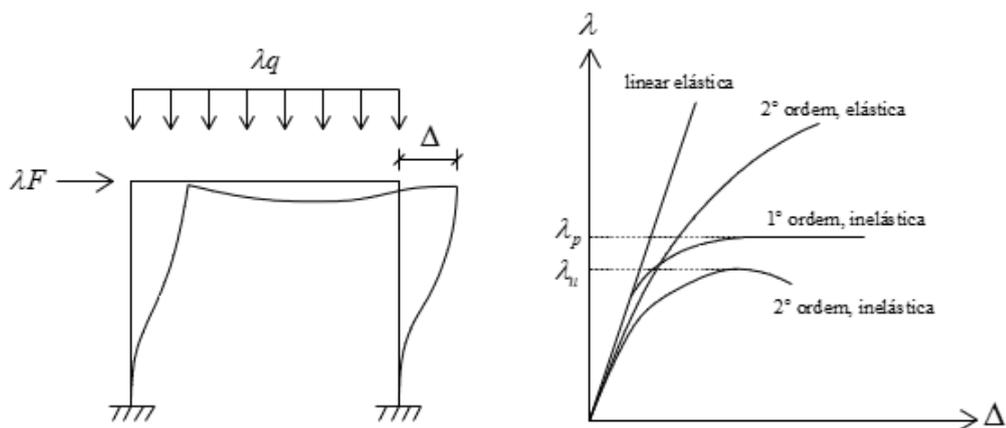


Figura 5 – Diferentes tipos de análise estrutural (Fonte: Mapa, 2018)

2.5 Ligações entre viga e coluna

Por esse trabalho se tratar de análises de pórticos planos e tais estruturas serem compostas de vigas e pilares, é necessário que se faça o estudo do comportamento das ligações entre as vigas e as colunas.

Em estruturas de aço, as ligações são classificadas conforme a transmissão do momento fletor e a rotação relativa entre as vigas e pilares. Desta forma Souza (1999)

organiza as ligações em três tipos: ligações rígidas, semi-rígidas e flexíveis. A Figura 6 relaciona o momento fletor e a rotação dos diferentes tipos de ligações:

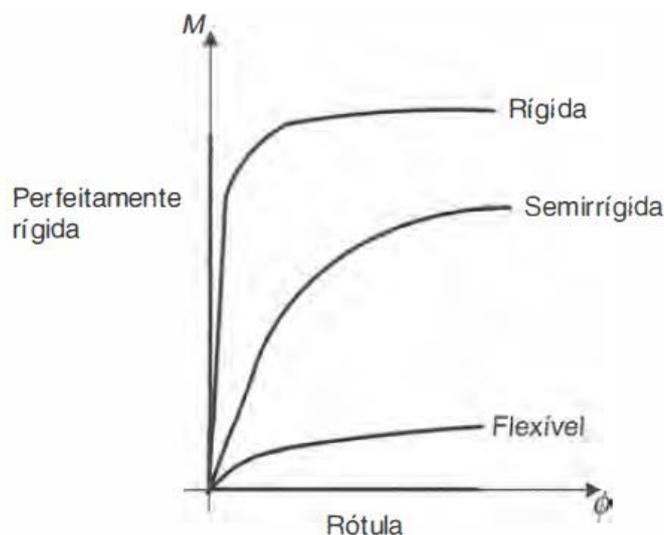


Figura 6 – Tipos de ligação (Fonte: Pfeil e Pfeil, 2009)

Classifica-se como ligação rígida quando há pouca rotação relativa entre a viga e o pilar mesmo que o momento atuante nessa ligação seja alto (pelo menos 80% de seu momento de plastificação). As ligações flexíveis são caracterizadas por terem grande rotação relativa entre esses elementos mesmo quando o momento fletor atuante não seja tão elevado (menos de 20% de seu momento de plastificação). Já as ligações semirrígidas são aquelas que se encontram como intermediárias entre as outras duas.

Souza (1999) ainda explica que esses dois tipos de ligação são os mais utilizados durante a elaboração de um projeto, uma vez que, durante o dimensionamento simplifica-se a ligação flexível como sendo aquela que o momento fletor transmitido entre a viga e o pilar é nulo e sua rotação é livre, a simplificação feita para a ligação rígida é que ela transmite de forma completa o momento da viga para o pilar e o ângulo formado por esses dois elementos permanece inalterado.

Muitas das vezes, essas simplificações apresentam bons resultados, pois alguns tipos de ligações realmente apresentam, de forma aproximada, os comportamentos descritos anteriormente, por outro lado, algumas estruturas devem

ser tratadas como se possuíssem ligações semirrígidas, pois caso seja feita tais simplificações quanto as ligações dessa estrutura, seu comportamento real foge de maneira exagerada do comportamento analisado durante o projeto.

Caso uma estrutura que apresente, na prática, ligações semirrígidas seja dimensionada como se possuísse ligações rígidas, de acordo com Souza (1999) estará sendo desconsiderado durante a elaboração desse projeto uma redução do momento fletor nos pilares, aumento do momento fletor positivo no centro das vigas, redução da capacidade resistente à flambagem dos pilares e aumento de deslocamentos. Já quando essa mesma estrutura é dimensionada como se possuísse ligações flexíveis, o momento fletor nos pilares tendem a ser maiores do que os calculados, o momento fletor calculado no meio do vão da viga é maior do que o esforço que está de fato solicitando a estrutura, há um aumento na resistência dos pilares quanto à flambagem e redução dos deslocamentos.

Logo, observa-se a importância da análise correta do comportamento das ligações presentes em um pórtico, uma vez que, ligações que são tratadas de maneira simplificadas como rígidas ou flexíveis, mas que seus comportamentos reais sejam semirrígidas, gerarão cálculos de esforços solicitantes que não corresponderão de maneira satisfatória aos esforços que realmente atuam nessa estrutura, o que torna o dimensionamento mal feito, podendo até não atender os critérios normativos.

2.6 Pórticos investigados por Felício (2017)

Em sua monografia, Felício (2017) investiga três pórticos apresentados em Haldar e Mahadevan (1991), quanto aos seus Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço. Na verificação quanto aos Estados Limites Últimos, analisa-se a resistência da estrutura quanto a combinação de momentos fletores e esforços normais e quanto ao esforço cisalhante. Quando os pórticos são analisados quanto aos Estados Limites de Serviço, a verificação é feita apenas comparando os deslocamentos no meio do vão da viga e no topo dos pilares com os deslocamentos limites de $L/360$ e $H/400$, respectivamente, sendo L o comprimento da viga e H a altura da coluna.

A primeira estrutura analisada foi um pórtico plano de um andar e uma baia, a segunda estrutura foi um pórtico plano de dois andares e uma baia e a terceira foi um pórtico plano de dois andares e duas baias.

Os carregamentos que solicitam tais pórticos também foram retirados de Haldar e Mahadevan (1991) e correspondem as cargas uniformemente distribuídas provenientes do carregamento permanente (D) e acidental (L), e uma força concentrada resultante da ação do vento é representada pela letra W. Os esforços solicitantes e os deslocamentos provenientes desses carregamentos foram obtidos através da ferramenta computacional Ftool. Os esforços resistentes da estrutura foram calculados de acordo com a NBR ANBT 8800:2008 e/ou com a AISC-LRFD (AISC, 1994).

Todas as análises foram realizadas de forma elásticas e lineares, com ligações rígidas entre vigas e colunas. Para cada exemplo é apresentado uma tabela que possuem características do material e da geometria dos elementos do pórtico como o módulo de elasticidade (E), a tensão de escoamento (f_y), área (A), momento de inércia (I) e módulo de plasticidade (Z_x).

Os resultados são apresentados em tabelas que possuem os valores do momento fletor atuante na estrutura (M_{ux}), força normal atuante na estrutura (P_u), esforço cortante atuante (V_u) e esforço cortante resistente (V_n).

A verificação quanto a flexão composta é feita seguindo as equações (2.9) e (2.10). Para isso são necessários os valores da força normal solicitante de cálculo (N_{sd}), força normal resistente de cálculo (N_{Rd}), momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}) e momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}).

A verificação quanto ao cisalhamento puro é feita comparando o esforço cortante solicitante de cálculo com o esforço resistente de cálculo. Enquanto este é calculado através da equação (2.11), os esforços solicitantes foram obtidos através do Ftool. Para isso são necessários os valores da tensão de escoamento do aço (F_y), área efetiva de cisalhamento (A_w) e do coeficiente de segurança (ϕ_v).

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{8M_{sd}}{9M_{Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Para } \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (2.9)$$

$$\frac{Nsd}{2Nrd} + \frac{Msd}{MRd} \leq 1,0 \quad \text{Para } \frac{Nsd}{NRd} < 0,2 \quad (2.10)$$

$$Vn = 0,6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot \phi_v \quad (2.11)$$

2.6.1 Exemplo 1: Pórtico plano de um andar e uma baia

O primeiro pórtico investigado, apresentado na Figura 7, foi verificado duas vezes, uma de acordo com a norma americana AISC-LRFD (AISC, 1994) e outra de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

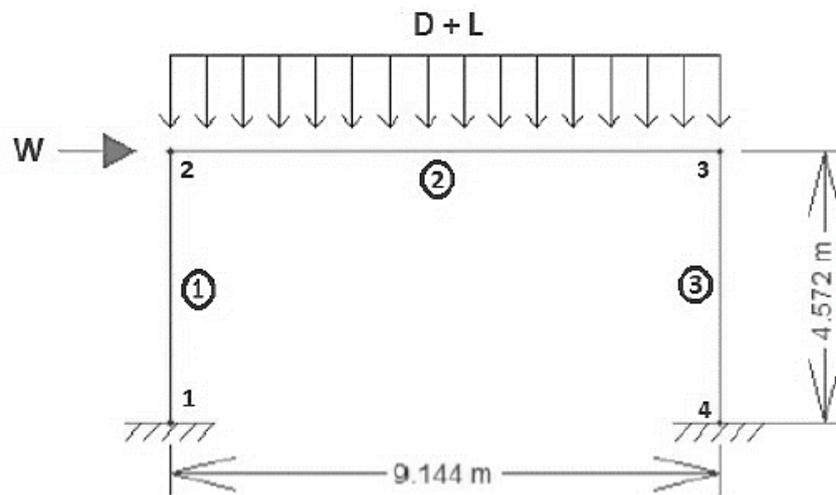


Figura 7 – Pórtico de um andar e uma baia (Fonte: Felício ,2017).

2.6.1.1 Verificação de acordo com a AISC-LRFD (AISC, 1994)

Nesta verificação o pórtico é composto por perfis metálicos do tipo W16x67 e é analisado para quatro combinações de ações (1) 1,4D; (2) 1,2D + 1,6L; (3) 1,2D + 0,5L + 1,3W; (4) 0,9 -1,3W. As propriedades da seção transversal dos elementos dos pórticos e os valores dos carregamentos se encontram na Tabela 6.

Variável	Unidade	Valor Nominal
E	Mpa	200000
A	cm ²	127,1
I	cm ⁴	39708,5
Zx	cm ³	2130,32
Fy	Mpa	248,21
D	kN/m	43,78
L	kN/m	16,05
W	kN	28,91

Tabela 6 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017)

2.6.1.2 Verificação quanto à flexão composta

A verificação quanto aos esforços normais feita se encontra na tabela Tabela 7.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Mux(kN.m)	Pu/Pn	Mux/Mnx	Combinação das ações
Combinação 1	Viga	W410 x 100	111.29	340.74	0.0478	0.7160	0.7399
	Colunas	W410 x 100	280.23	340.74	0.1221	0.7160	0.7770
Combinação 2	Viga	W410 x 100	142.02	434.83	0.0610	0.9137	0.9442
	Colunas	W410 x 100	357.60	434.83	0.1558	0.9137	0.9916
Combinação 3	Viga	W410 x 100	128.62	368.71	0.0552	0.7748	0.8024
	Colunas	W410 x 100	283.92	368.71	0.1237	0.7748	0.8366
Combinação 4	Viga	W410 x 100	82.89	251.38	0.0227	0.5282	0.5396
	Colunas	W410 x 100	187.16	251.38	0.0815	0.5282	0.5690

Tabela 7 – Verificação enquanto a flexão composta (Fonte: Felício, 2017).

Analisando os resultados, observou-se que os elementos mais solicitados desse pórtico são as colunas para a combinação 2, chegando a atingir 99,16% de sua capacidade resistente.

2.6.1.3 Verificação quanto ao cisalhamento

A verificação quanto ao esforço cisalhante se encontra na Tabela 8.

Combinação	Elemento Estrutural	Perfil	Vn (kN)	Vu (kN)	Vu/Vn
1	Viga	W410 x 100	556.24	280.23	0.50
	Coluna	W410 x 100	556.24	111.29	0.20
2	Viga	W410 x 100	556.24	357.6	0.64
	Coluna	W410 x 100	556.24	142.02	0.26
3	Viga	W410 x 100	556.24	283.92	0.51
	Coluna	W410 x 100	556.24	128.62	0.23
4	Viga	W410 x 100	556.24	187.19	0.34
	Coluna	W410 x 100	556.24	90.47	0.16

Tabela 8 – Verificação quanto ao cisalhamento (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que o maior esforço cisalhante ocorre na viga para a combinação 2 atingindo 64% de sua capacidade resistente.

2.6.1.4 Verificação quanto aos deslocamentos

A verificação quanto as flechas se encontram na Tabela 9, os valores obtidos dos deslocamentos através do Ftool e do deslocamento limite possuem unidades em milímetro.

COMBINAÇÃO DE CARGAS	ELEMENTO ESTRUTURA	DESLOCAMENTO	LIMITE	VERIFICAÇÃO
L	VIGA	6.786	25.40	0.27
D + L + W	NÓ 2	2.762	11.43	0.24
D + L + W	NÓ 3	2.319	11.43	0.20

Tabela 9 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que a situação mais crítica quanto a verificação das flechas acontece quando o pórtico está sendo solicitado apenas pela carga acidental L, mas ainda não ultrapassa o Limite de Utilização.

2.6.1.5 Verificação quanto a ABNT NBR 8800:2008

Para a verificação segundo a ABNT NBR 8800:2008, o pórtico analisado teve sua viga composta pelo perfil metálico CVS 400x103 e as colunas pelo perfil CVS 400x116. As combinações adotadas são (1) 1,35D + 1,5 L; (2) 1,35D + 0,75L + 1,4W;

(3) D – 1,4W. As propriedades da seção transversal dos elementos dos pórticos e os valores dos carregamentos e se encontram na Tabela 10.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
CVS 400x103	A	cm ²	131.00
	I	cm ⁴	39355
	Zx	cm ³	2165
CVS 400x116	A	cm ²	148.40
	I	cm ⁴	45161
	Zx	cm ³	2483
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	16.05
	W	KN	28.91

Tabela 10 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).

A verificação quanto à flexão composta se encontra na Tabela 11.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Mux(kN.m)	Pu/Pn	Mux/Mnx	Combinação das ações
Combinação 1	Viga	CVS 400x103	154.95	474.63	0.0603	0.9646	0.9948
	Colunas	CVS 400x116	380.29	474.63	0.1324	0.8411	0.9073
Combinação 2	Viga	CVS 400x103	152.61	439.21	0.0594	0.8926	0.9223
	Colunas	CVS 400x116	332.57	439.21	0.1158	0.7783	0.8362
Combinação 3	Viga	CVS 400x103	61.47	283.41	0.0239	0.5760	0.5879
	Colunas	CVS 400x116	207.47	283.41	0.0722	0.5022	0.5383

Tabela 11 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que para essa análise o elemento mais solicitado do pórtico é a viga para a combinação 1 que atinge 99,48% de sua capacidade resistente.

2.6.2 Exemplo 2: Pórtico plano de dois andares e uma baia

Analisou-se este pórtico de forma semelhante ao exemplo anterior, mas desta vez, de acordo apenas com a norma americana. As vigas superiores são compostas pelo perfil metálico W14x22 (equivalente ao W360x32,9), a viga inferior é composta pelo

perfil W14x34 (equivalente ao W310x44,5) e as colunas pelo perfil W12x30 (equivalente ao W310x44,5) , como indica Figura 8.

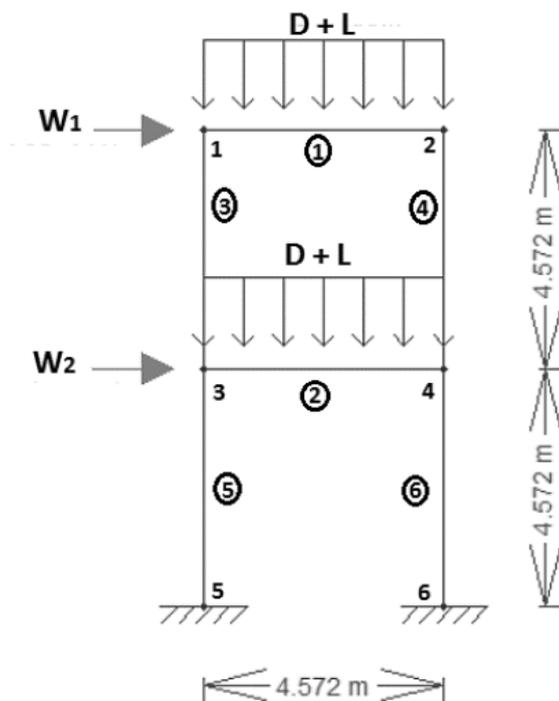


Figura 8 – Pórtico de dois andares e duas baias (Fonte: Felício, 2017).

Os carregamentos continuam sendo D e L para as ações permanentes e acidentais, respectivamente, mas, desta vez, a carga devido ao vento é dividida em W1 e W2. As combinações de ações são (1) $1,4D$; (2) $1,2D + 1,6L$; (3) $1,2D + 0,5L + 1,3W1 + 1,3W2$; (4) $0,9D - 1,3W1 - 1,3W2$. A Tabela 12 apresenta as propriedades das seções transversais dos elementos do pórtico e os valores dos carregamentos.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W 360x32.9	A	cm ²	41.94
	I	cm ⁴	8383.01
	Zx	cm ³	544.05
W 360x51	A	cm ²	64.52
	I	cm ⁴	14515.87
	Zx	cm ³	894.73
W 310x44.5	A	cm ²	56.77
	I	cm ⁴	9906.31
	Zx	cm ³	706.28
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	KN	19.48
	W2	KN	37.37

Tabela 12 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).

2.6.2.1 Verificação quanto à flexão composta

A verificação quanto à flexão composta se encontra na Tabela 13.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Mux(kN.m)	Pu/Pn	Mux/Mnx	Combinação das ações
Combinação 1	Viga Superior	W360x32.9	30.36	81.03	0.0363	0.6667	0.6849
	Viga Inferior	W360x51	21.61	87.25	0.0148	0.4365	0.4439
	Colunas	W310x44.5	280.23	27.54	0.3011	0.1746	0.4565
Combinação 2	Viga Superior	W360x32.9	42.22	112.67	0.0504	0.9271	0.9523
	Viga Inferior	W360x51	29.62	121.32	0.0206	0.6070	0.6172
	Colunas	W310x44.5	389.64	38.29	0.4186	0.2427	0.6344
Combinação 3	Viga Superior	W360x32.9	43.78	114.51	0.0523	0.9422	0.9684
	Viga Inferior	W360x51	2.37	186.38	0.0018	0.9325	0.9334
	Colunas	W310x44.5	344.03	110.25	0.3696	0.6987	0.9907
Combinação 4	Viga Superior	W360x32.9	6.83	84.32	0.0082	0.6938	0.6979
	Viga Inferior	W360x51	37.88	153.6	0.0263	0.7668	0.7799
	Colunas	W310x44.5	237.28	105.36	0.255	0.6678	0.8485

Tabela 13 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).

Verificou-se que o elemento mais solicitado do pórtico são as colunas para a combinação 3 que atinge 99,07% de sua capacidade resistente.

2.6.2.2 Verificação quanto ao esforço cortante

A verificação quanto ao cortante segue conforme a Tabela 14.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Vu (kN)	Vu/Vn
1	Viga Superior	W360x32.9	271.31	140.11	0.52
	Viga Inferior	W360x51	342.59	140.11	0.41
	Colunas	W310x44.5	276.89	30.36	0.11
2	Viga Superior	W360x32.9	271.31	194.82	0.72
	Viga Inferior	W360x51	342.59	194.82	0.57
	Colunas	W310x44.5	276.89	42.22	0.15
3	Viga Superior	W360x32.9	271.31	158.1	0.58
	Viga Inferior	W360x51	342.59	185.93	0.54
	Colunas	W310x44.5	276.89	46.15	0.17
4	Viga Superior	W360x32.9	271.31	104.77	0.39
	Viga Inferior	W360x51	342.59	132.55	0.39
	Colunas	W310x44.5	276.89	42.86	0.15

Tabela 14 – Verificação quanto ao esforço cortante (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que o elemento mais solicitado do pórtico é a viga superior para a combinação 2 que atinge 72% de sua capacidade resistente.

2.6.2.3 Verificação quanto aos deslocamentos

A verificação das flechas segue conforme a Tabela 15, os valores obtidos dos deslocamentos através do Ftool e do deslocamento limite possuem unidades em milímetro.

COMBINAÇÃO DE CARGAS	ELEMENTO ESTRUTURAL	DESLOCAMENTO	LIMITE	VERIFICAÇÃO
L	VIGA SUPERIOR	3.421	12.70	0.27
L	VIGA INFERIOR	1.798	12.7	0.14
D + L + W1 + W2	NÓ 1	27.934	22.86	1.22
D + L + W1 + W2	NÓ 2	27.708	22.86	1.21

Tabela 15 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que o pórtico não atendeu ao Estado Limite de Utilização pois o deslocamento do topo dos pilares para a terceira combinação ultrapassa ao limite estabelecido pela norma. Desta forma foi feito o redimensionamento do pórtico para atender os critérios normativos.

2.6.3 Exemplo 2: Pórtico plano de dois andares e uma baia – segundo esquema

Para esse novo esquema adotou-se para o pórtico os perfis metálicos W10x30 (equivalente ao W250x44,8) para a viga superior, W14x34 (equivalente ao W360x51) para a viga inferior e W12x45 (equivalente ao W310x67) para as colunas. As propriedades das seções transversais e dos carregamentos seguem conforme a Tabela 16.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W250x44.8	A	cm ²	57.03
	I	cm ⁴	7075.93
	Zx	cm ³	599.77
W360x51	A	cm ²	64.52
	I	cm ⁴	14151.87
	Zx	cm ³	894.73
W310x67	A	cm ²	85.16
	I	cm ⁴	14568.1
	Zx	cm ³	1060.24
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	KN	19.48
	W2	KN	37.37

Tabela 16 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).

2.6.3.1 Verificação quanto à flexão composta

A verificação quanto à flexão composta segue conforme a Tabela 17.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Mux(kN.m)	Pu/Pn	Mux/Mnx	Combinação das ações
Combinação 1	Viga Superior	W250x44.8	33.52	88.46	0.0304	0.6602	0.6755
	Viga Inferior	W360x51	24.17	93.16	0.0168	0.4661	0.4745
	Colunas	W310x67	280.23	28.38	0.2017	0.1198	0.3082
Combinação 2	Viga Superior	W250x44.8	46.60	123.00	0.0423	0.9180	0.9392
	Viga Inferior	W360x51	33.60	129.53	0.0233	0.6481	0.6597
	Colunas	W310x67	389.64	39.46	0.2805	0.1666	0.4286
Combinação 3	Viga Superior	W250x44.8	47.02	123.92	0.0427	0.9249	0.9462
	Viga Inferior	W360x51	62.00	188.04	0.0004	0.9408	0.9410
	Colunas	W310x67	342.03	115.21	0.2462	0.4864	0.6786
Combinação 4	Viga Superior	W250x44.8	8.84	90.14	0.0080	0.6780	0.6768
	Viga Inferior	W360x51	39.66	152.67	0.0275	0.7629	0.7776
	Colunas	W310x67	235.28	110.33	0.169	0.4658	0.5505

Tabela 17 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que o elemento mais solicitado do pórtico é a viga superior para a combinação 3 com 94,62% de sua capacidade resistente.

2.6.3.2 Verificação quanto ao esforço cortante

A verificação quanto ao esforço cortante feita segue conforme a Tabela 18.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Vu (kN)	Vu/Vn
1	Viga Superior	W250x44.8	270.96	140.11	0.52
	Viga Inferior	W360x51	342.59	140.11	0.41
	Colunas	W310x67	348.62	33.52	0.10
2	Viga Superior	W250x44.8	270.96	194.82	0.72
	Viga Inferior	W360x51	342.59	194.82	0.57
	Colunas	W310x67	348.62	46.6	0.13
3	Viga Superior	W250x44.8	270.96	158.02	0.58
	Viga Inferior	W360x51	342.59	184.01	0.54
	Colunas	W310x67	348.62	47.02	0.13
4	Viga Superior	W250x44.8	270.96	104.65	0.39
	Viga Inferior	W360x51	342.59	130.64	0.38
	Colunas	W310x67	348.62	43.08	0.12

Tabela 18 – Verificação quanto ao esforço cortante (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que o elemento mais solicitado do pórtico é a viga superior para a segunda combinação atingindo 72% de sua capacidade resistente.

2.6.3.3 Verificação quanto aos deslocamentos

A verificação quanto aos deslocamentos segue conforme a Tabela 19, os valores obtidos dos deslocamentos através do Ftool e do deslocamento limite possuem unidades em milímetro.

COMBINAÇÃO DE CARGAS	ELEMENTO ESTRUTURAL	DESLOCAMENTO	LIMITE	VERIFICAÇÃO
L	VIGA SUPERIOR	3.145	12.70	0.25
L	VIGA INFERIOR	1.491	12.70	0.12
D + L + W1 + W2	NÓ 1	22.829	22.86	1.00
D + L + W1 + W2	NÓ 2	22.646	22.86	0.99

Tabela 19 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).

Concluiu-se que desta vez o pórtico atende ao Estado Limite de Utilização em relação as flechas.

2.6.4 Exemplo 3: Pórtico plano de dois andares e duas baias

Nesse pórtico adotou-se para as vigas perfil W12x40 (equivalente ao W310x60) e para as colunas perfis W10x30 (equivalente ao W250x44,8), conforme a Figura 9.

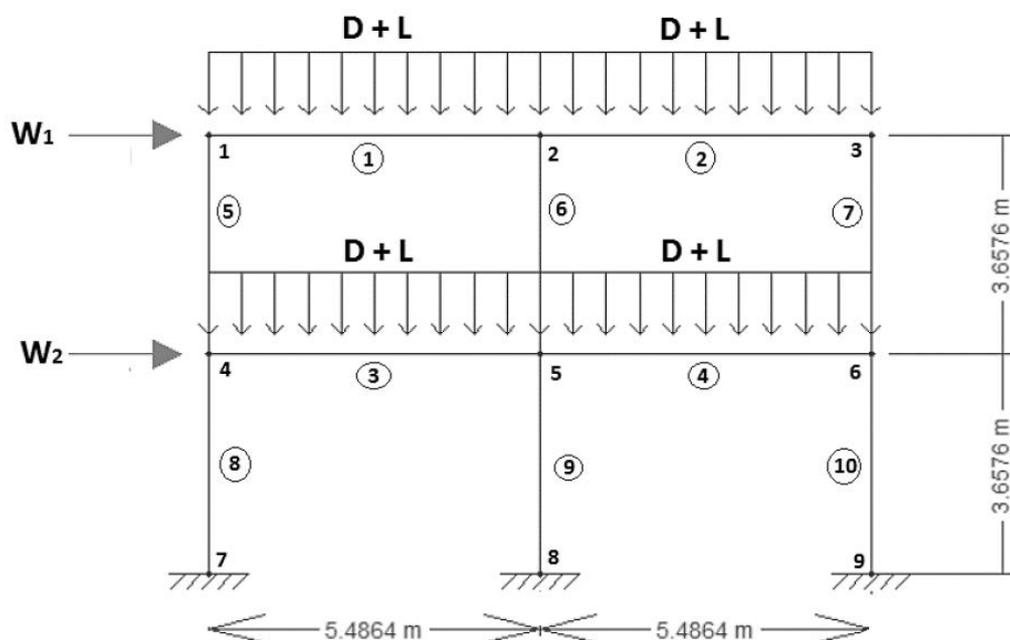


Figura 9 – Pórtico de dois andares e duas baias (Fonte: Felício, 2017).

Os carregamentos adotados são (1) 1,4D; (2) 1,2D + 1,6L; (3) 1,2D + 0,5L + 1,3W1 + 1,3W2; (4) 0,9D - 1,3W1 - 1,3W2. As propriedades das seções transversais do pórtico e os valores dos carregamentos são apresentados na Tabela 20.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W250x44.8	A	cm ²	57.03
	I	cm ⁴	7075.93
	Zx	cm ³	599.77
W310x60	A	cm ²	76.13
	I	cm ⁴	12903.17
	Zx	cm ³	942.26
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	kN	14.68
	W2	kN	27.36

Tabela 20 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).

2.6.4.1 Verificação quanto à flexão composta

A verificação quanto à flexão composta segue conforme a Tabela 21.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Mux(kN.m)	Pu/Pn	Mux/Mnx	Combinação das ações
Combinação 1	Viga Superior	W310x60	42.57	183.14	0.0291	0.8701	0.8846
	Viga Inferior	W310x60	25.83	171.11	0.0152	0.8129	0.8205
	Colunas	W250x44.8	730.10	0.00	0.6585	0.0000	0.6585
Combinação 2	Viga Superior	W310x60	59.20	254.65	0.0405	1.2098	1.2300
	Viga Inferior	W310x60	35.92	237.92	0.2110	1.1303	1.1409
	Colunas	W250x44.8	1015.18	0.00	0.9156	0.0000	0.9156
Combinação 3	Viga Superior	W310x60	58.11	197.20	0.0397	0.9369	0.9567
	Viga Inferior	W310x60	3.47	200.88	0.0020	0.9543	0.9554
	Colunas	W250x44.8	747.47	40.64	0.6741	0.3033	0.9437
Combinação 4	Viga Superior	W310x60	22.62	127.56	0.0155	0.6060	0.6137
	Viga Inferior	W310x60	28.65	135.60	0.0168	0.6442	0.6526
	Colunas	W250x44.8	469.36	40.64	0.4233	0.3033	0.6929

Tabela 21 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).

Verificou-se que as vigas não atendem ao Estado Limite Último para a combinação 2 pois sua capacidade resistente ultrapassa 100%. Logo redimensionou-se o pórtico.

2.6.5 Exemplo 3: Pórtico plano de dois andares e duas baias – segundo esquema

Redimensionou-se o pórtico adotando para as vigas os perfis metálicos W12x50 (equivalente ao W310x74) e para as colunas os perfis W10x30 (equivalente ao W250x44,8). Suas propriedades são apresentadas na Tabela 22.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W310x74	A	cm ²	94.20
	I	cm ⁴	16274.65
	Zx	cm ³	1180
W250x44.8	A	cm ²	57.03
	I	cm ⁴	7075.93
	Zx	cm ³	599.77
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	kN	14.68
	W2	kN	27.36

Tabela 22 – Propriedades geométricas e do material (Fonte: Felício, 2017).

2.6.5.1 Verificação quanto à flexão composta

A verificação feita quanto à flexão composta segue conforme a Tabela 23

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Mux(kN.m)	Pu/Pn	Mux/Mnx	Combinação das ações
Combinação 1	Viga Superior	W310x74	36.15	185.30	0.0216	0.7030	0.7138
	Viga Inferior	W310x74	23.36	173.79	0.0111	0.6593	0.6648
	Colunas	W250x44.8	737.27	0.00	0.6649	0.0000	0.6649
Combinação 2	Viga Superior	W310x74	54.43	2577.65	0.0300	0.9774	0.9924
	Viga Inferior	W310x74	32.49	241.65	0.0154	0.9167	0.9245
	Colunas	W250x44.8	1025.15	0.00	0.9246	0.0000	0.9246
Combinação 3	Viga Superior	W310x74	54.48	199.04	0.0300	0.7551	0.7701
	Viga Inferior	W310x74	11.89	203.87	0.0057	0.7734	0.7762
	Colunas	W250x44.8	754.82	39.80	0.6808	0.2971	0.9448
Combinação 4	Viga Superior	W310x74	28.40	123.19	0.0157	0.4673	0.4752
	Viga Inferior	W310x74	43.42	123.23	0.0206	0.4903	0.5006
	Colunas	W250x44.8	456.94	43.20	0.4121	0.3224	0.6687

Tabela 23 – Verificação quanto à flexão composta (Fonte: Felício, 2017).

Desta vez, concluiu-se que o pórtico passa a atender aos Estados Limites Últimos.

2.6.5.2 Verificação quanto ao esforço cortante

A verificação feita quanto ao esforço cortante segue conforme a Tabela 24.

Combinação	Elemento	Perfil	Pu (kN)	Vu (kN)	Vu/Vn
1	Viga Superior	W310x74	390.57	187.9	0.48
	Viga Inferior	W310x74	390.57	180.74	0.46
	Colunas	W250x44.8	270.96	39.15	0.14
2	Viga Superior	W310x74	390.57	261.26	0.67
	Viga Inferior	W310x74	390.57	251.31	0.64
	Colunas	W250x44.8	270.96	54.43	0.20
3	Viga Superior	W310x74	390.57	196.15	0.50
	Viga Inferior	W310x74	390.57	174.39	0.45
	Colunas	W250x44.8	270.96	44.92	0.17
4	Viga Superior	W310x74	390.57	120.6	0.31
	Viga Inferior	W310x74	390.57	121.46	0.31
	Colunas	W250x44.8	270.96	37.29	0.14

Tabela 24 – Verificação quanto ao esforço cortante (Fonte: Felício, 2017).

Concluiu-se que o maior esforço cortante acontece na viga superior para a segunda combinação de ações e atinge 67% de seu esforço resistente.

2.6.5.3 Verificação quanto aos deslocamentos

A verificação realizada quanto as flechas seguem conforme a Tabela 25, os valores obtidos dos deslocamentos através do Ftool e do deslocamento limite possuem unidades em milímetro.

COMBINAÇÃO DE CARGAS	ELEMENTO ESTRUTURAL	DESLOCAMENTO	LIMITE	VERIFICAÇÃO
L	VIGA SUPERIOR	3.19	15.24	0.21
L	VIGA INFERIOR	3.19	15.24	0.21
D + L + W1 + W2	NÓ 1	8.666	18.29	0.47
D + L + W1 + W2	NÓ 4	5.318	9.14	0.58

Tabela 25 – Verificação quanto aos deslocamentos (Fonte: Felício, 2017).

Observou-se que o pórtico atende ao Estado Limite de Utilização quanto as flechas pois em nenhuma das combinações a verificação atingiu um valor maior que 1, ou seja, o deslocamento da estrutura atente ao deslocamento limite.

3 METODOLOGIA

As análises estruturais realizadas nesse trabalho foram feitas utilizando o *software* Mastan2. O programa possui interface gráfica interativa com capacidade de pré-processamento, análise e pós-processamento.

O pré-processamento consiste no lançamento da geometria da estrutura, condições de contorno, inserção das cargas e propriedades dos elementos. As análises realizadas pelo Mastan2 são de primeira e segunda ordem, elásticas e inelásticas. O pós-processamento consiste nos resultados oferecidos pelo programa na forma de diagramas de esforços e de deformação e arquivos no formato de texto.

O Mastan2 é similar aos *softwares* comerciais disponíveis no mercado, porém o número de pré-processamentos e pós-processamentos foram limitados a fim de diminuir o tempo necessário para que o usuário aprenda a utilizar seus recursos.

Com esse programa será feita a análise inelástica de segunda ordem e será obtida a posição deformada da estrutura, os diagramas de momento fletor, esforço cortante e esforço normal, além de averiguar os mecanismos de colapso da estrutura, tais como flambagem de algum dos elementos e formação de rótulas plásticas.

Primeiramente, será feito a análise de uma viga e outros quarto pórticos planos de aço obtidos na literatura com resultados encontrados através de estudos não lineares. Com isso será possível constatar se os valores obtidos pelo Mastan2 são confiáveis. Caso essa resposta seja positiva será feito o estudo de três pórticos planos de aço presentes no trabalho de Felício (2017). Essas últimas estruturas não possuem, até então, respostas obtidas através dessa análise mais avançada.

A AISC 360-10 auxilia, através do apêndice 1.3, a forma como deve ser feita essa análise avançada. De acordo com Zhang *et al.* (2018), que organizou e resumiu as orientações da norma americana para esse tipo de análise, a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço devem ser reduzidos para 90% de seus valores, a carga atuante deve ser aplicada através de incrementos até que a estrutura deixe de ser estável e que o carregamento de colapso da estrutura seja maior ou igual ao

carregamento nominal definido através das combinações de ações de acordo com o Estado Limite Último.

A ABNT NBR 8800:2008 também permite a adoção dessa análise avançada como é explicitado no item 4.9.2 da norma. De acordo com a norma brasileira pode ser considerado os diagramas tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elástoplastico não-linear para a adoção da análise plástica. Quanto a não-linearidade geométrica, a norma permite a análise com bases em teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem.

4 RESULTADOS

Será feita a análise avançada de nove estruturas planas de aço através do Mastan2. O primeiro exemplo é uma viga de três vãos, o segundo um pórtico de uma baia e um andar, o terceiro, quarto e quinto são pórticos de duas baias e dois andares que possuem a mesma geometria, mas carregamentos e formas para a seção transversal de cada elemento diferentes. Todos esses exemplos mencionados estão em Zhang *et al.* (2018). O sexto exemplo é um pórtico de uma baia e um andar, o sétimo um pórtico de uma baia e dois andares e o oitavo um pórtico de duas baias e dois andares. Esses três últimos exemplos encontram-se em Felício (2017).

4.1 Viga de aço de três vãos

O primeiro exemplo a ser analisado é uma viga de aço engastada nas duas extremidades e com dois apoios de primeiro gênero que divide a estrutura em três vãos. O primeiro vão é constituído pelo perfil metálico do tipo W27x84, o segundo pelo perfil W16x31 e o terceiro pelo perfil W18x35, como mostra a Figura 10. Foi adotado para o aço módulo de elasticidade de 200 GPa e tensão de escoamento de 345 MPa. Assim como Zhang *et al.* (2018), por se tratar de uma análise inelástica será considerado apenas 90% do valor dessas duas propriedades, como sugerido pelo AISC 360-10.

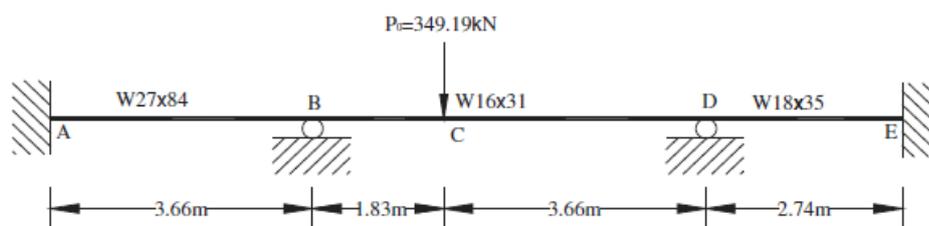


Figura 10 – Viga de três vãos (Fonte: Zhang *et al.*)

Com o Mastan2 é possível realizar uma análise de segunda ordem inelástica para obter a configuração deformada e acompanhar a formação de rótulas plásticas ao longo da estrutura. A primeira rótula plástica é formada quando há um acréscimo de 4% da carga nominal, a segunda é formada com um acréscimo de 21,7% da carga nominal e a terceira rótula plástica acontece com um acréscimo de 29,3% da carga

nominal. Nesta situação, a viga chega a sua capacidade resistente final tornando-se uma estrutura hipostática, como se pode observar na Figura 11.

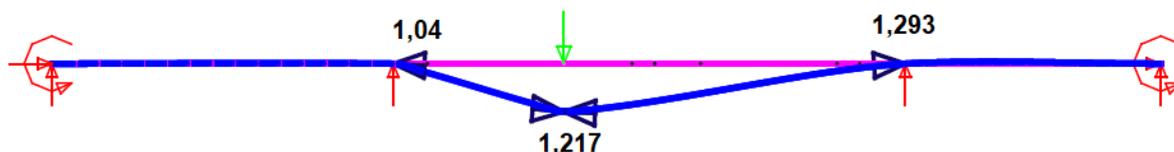


Figura 11 - Configuração deformada da viga apresentada pelo Mastan2.

De acordo com Zhang *et al.* (2018), a estrutura consegue suportar mais 29% da carga de 349,19kN que foi aplicada, o que confere com os resultados obtidos através da análise inelástica de segunda ordem do Mastan2.

4.2 Pórtico de um andar e uma baia

O segundo exemplo analisado é um pórtico plano de aço de uma baia e um andar formado por duas colunas que possuem o perfil metálico W12x58 e com uma viga do perfil W24x76, conforme a Figura 12. O módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do material é de 200GPa e 345MPa, respectivamente e também sofreram uma redução para 90% de seu valor. É importante observar que as colunas dessa estrutura estão solicitadas em torno de seu eixo de menor inércia. Além disso, foi introduzido um desaprumo dos nós superiores em relação aos inferiores com o valor de $h/500$, sendo h a altura do pórtico.

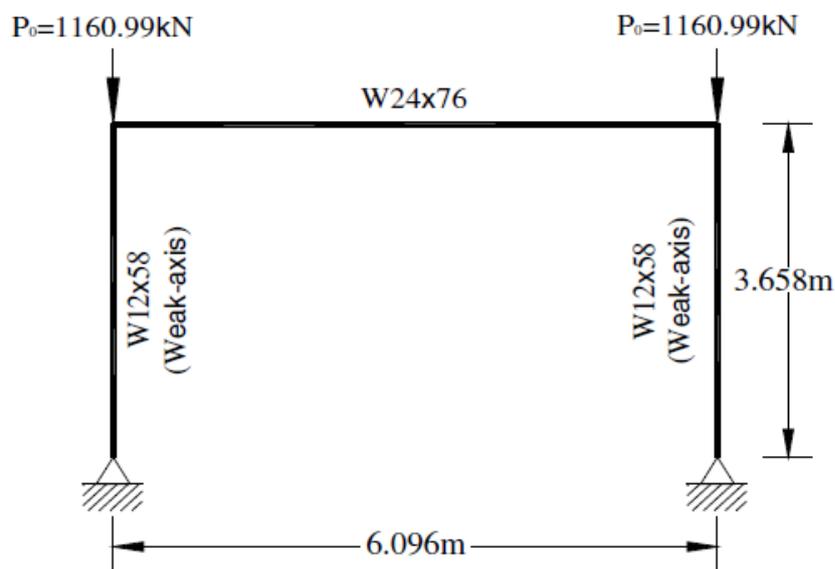


Figura 12 – Pórtico de 1 andar e 1 baia (Fonte: Zhang et al)

Para esse exemplo, o resultado obtido através do Mastan2 é que a estrutura suporta um acréscimo de 5% da carga total que foi aplicada. A partir desse ponto o pórtico deixa de ser estável devido à flambagem de uma de suas colunas. A configuração deformada apresentada pelo Mastan2 segue conforme a Figura 13.



Figura 13 – Configuração deformada do pórtico apresentada pelo Mastan2.

Conforme Zhang *et al.* (2018), o pórtico suporta até 2% a mais da carga que solicita a estrutura.

4.3 Pórticos de dois andares e duas baias

O terceiro, quarto e quinto exemplo consistem em um pórtico de dois andares e duas baias que possuem um total de dez elementos como mostra a Figura 14. A cada exemplo, os elementos que compõe a estrutura possuem perfis metálicos e carregamentos diferentes.

O módulo de elasticidade e tensão de escoamento do material utilizado para as três configurações são 200GPa e 248MPa, respectivamente. Esses valores sofreram uma redução para 90% devido a análise está sendo realizada de forma inelástica.

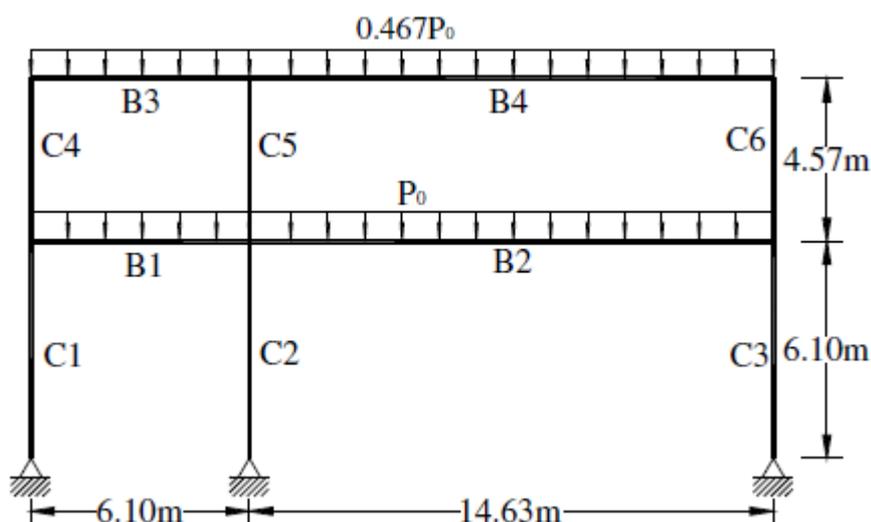


Figura 14 – Pórtico de dois andares e duas baias (Fonte: Zhang *et al.*)

4.3.1 Primeira configuração

Para a primeira configuração, os perfis metálicos que compõem a estrutura do pórtico e o seu carregamento seguem conforme a Tabela 26. A configuração deformada e formação das rótulas plásticas podem ser acompanhadas através da Figura 15.

Membro	Propriedades
C1	W12 x 19
C2	W14 x 159
C3	W14 x 145
C4	W6 x 9
C5	W14 x 145
C6	W14 x 145
B1	W30 x 116
B2	W36 x 182
B3	W24 x 55
B4	W30 x 116
Carregamento (P0)	146.95 kN/m

Tabela 26 – Propriedades do pórtico 3.1 (Fonte: Zhang *et al.*).

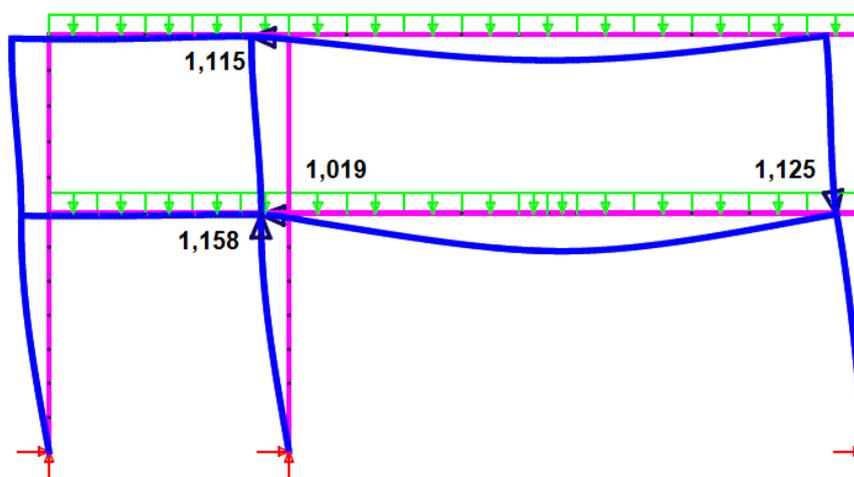


Figura 15 – Configuração deformada do pórtico 3.1.

Nesse exemplo são formadas quatro rótulas plásticas. A primeira para um acréscimo de 1,9% da carga total, a segunda com um acréscimo de 11,5% da carga total, a terceira com um acréscimo de 12,5% da carga total e a quarta com um acréscimo 15,8% da carga total, sendo esta o máximo de carga que a estrutura suporta.

De acordo com Zhang *et al.* (2018), a estrutura deixa de ser estável quando é aplicado um acréscimo de 19% da carga total.

4.3.2 Segunda configuração

Para a segunda configuração, os perfis metálicos que compõe a estrutura do pórtico e o seu carregamento seguem conforme a Tabela 27. A Figura 16 representa a configuração deformada desse pórtico.

Membro	Propriedades
C1	W6 x 20
C2	W14 x 109
C3	W14 x 68
C4	W6 x 8.5
C5	W14 x 145
C6	W14 x 145
B1	W30 x 124
B2	W36 x 182
B3	W24 x 55
B4	W30 x 116
Carregamento (P0)	145.57 kN/m

Tabela 27- Propriedades do pórtico 3.2 (Fonte: Zhang *et al.*).

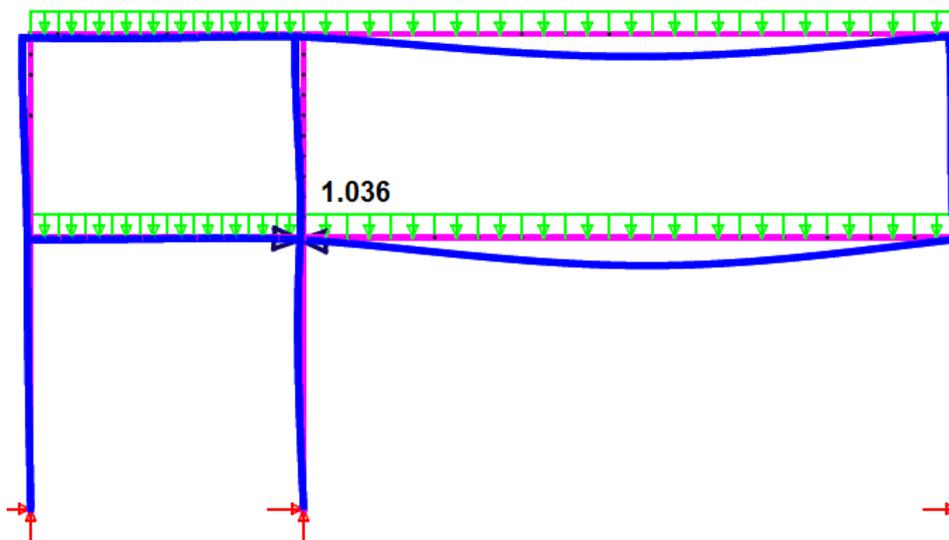


Figura 16 – Configuração deformada do pórtico 3.2.

Através de uma análise inelástica de segunda ordem feita pelo Mastran2 obteve-se que a estrutura deixa de ser estável após o acréscimo de 3,6% da carga total. De acordo com Zhang *et al.* (2018), a estrutura deixa de ser estável após acrescentar 3% da carga total.

4.3.3 Terceira configuração

Para a terceira configuração, os perfis metálicos que compõem a estrutura do pórtico e o seu carregamento seguem conforme a Tabela 28. A Figura 17 representa a configuração deformada desse pórtico.

Membro	Propriedades
C1	W6 x 20
C2	W14 x 82
C3	W14 x 68
C4	W6 x 8.5
C5	W14 x 145
C6	W14 x 145
B1	W30 x 132
B2	W36 x 182
B3	W24 x 55
B4	W30 x 116
Carregamento (P0)	111.86 kN/m

Tabela 28 – Propriedades do pórtico 3.3 (Fonte: Zhang *et al.*)

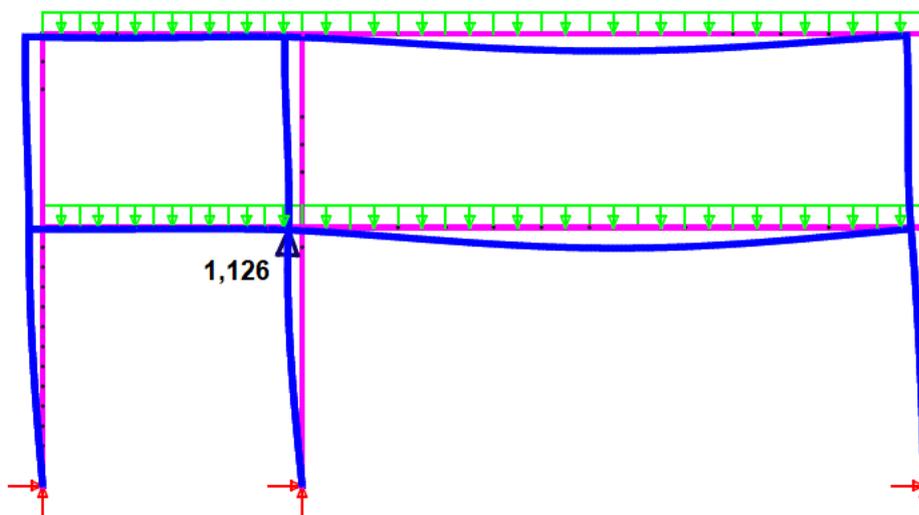


Figura 17 – Configuração deformada do pórtico 3.3.

De acordo com a análise feita pelo Mastan2 o pórtico suporta um acréscimo de 12,6% da carga total, quando a estrutura deixa de ser estável devida a flambagem da coluna logo abaixo da rótula formada.

Segundo Zhang *et al.* (2018) essa estrutura suporta um acréscimo de até 8% da carga total.

4.4 Pórticos de Felício (2017)

Após a análise dos cinco exemplos de Zhang *et al.* (2018) através do Mastan2 foi possível confirmar com as respostas presentes na literatura que o programa oferece bons resultados. Desta forma, é possível resolver com maior confiança os pórticos de Felício (2017) através de uma análise inelástica de segunda ordem.

Antes de realizar essa análise avançada, os pórticos de Felício (2017) serão resolvidos novamente através de uma análise elástica de primeira ordem e os resultados obtidos serão comparados com os presentes em seu trabalho.

Felício (2017) resolveu cada estrutura para diversas combinações de carregamento. Nesse trabalho, os pórticos serão resolvidos apenas para o carregamento que causa a maior solicitação.

Para todos os exemplos são apresentadas tabelas que possuem os valores do módulo de elasticidade (E) e da tensão de escoamento (f_y) referentes ao aço utilizado, os valores do momento de inércia (I), área (A), módulo de plasticidade (Z_x) referentes ao perfil metálico de cada elemento.

4.4.1 Pórtico de um andar e uma baia (Felício 2017)

Esse exemplo se trata de um pórtico de aço de um andar e uma baia cujas colunas são constituídas pelo perfil metálico CVS 400x116 e a viga é constituída pelo perfil metálico CVS 400x103, de acordo com a Figura 18. A tensão de escoamento e módulo de elasticidade do aço usado nessa estrutura são 250 MPa e 200 GPa, respectivamente. Considerou-se que a estrutura está sendo solicitada pela combinação de carregamentos igual a $1,35D + 1,5L$. Essas propriedades se encontram na Tabela 29.

Utilizou-se um coeficiente com valor de 1,1 para reduzir a tensão de escoamento e foi introduzido um desaprumo de $h/333$ aos nós superiores, conforme sugere a ABNT NBR 8800:2008.

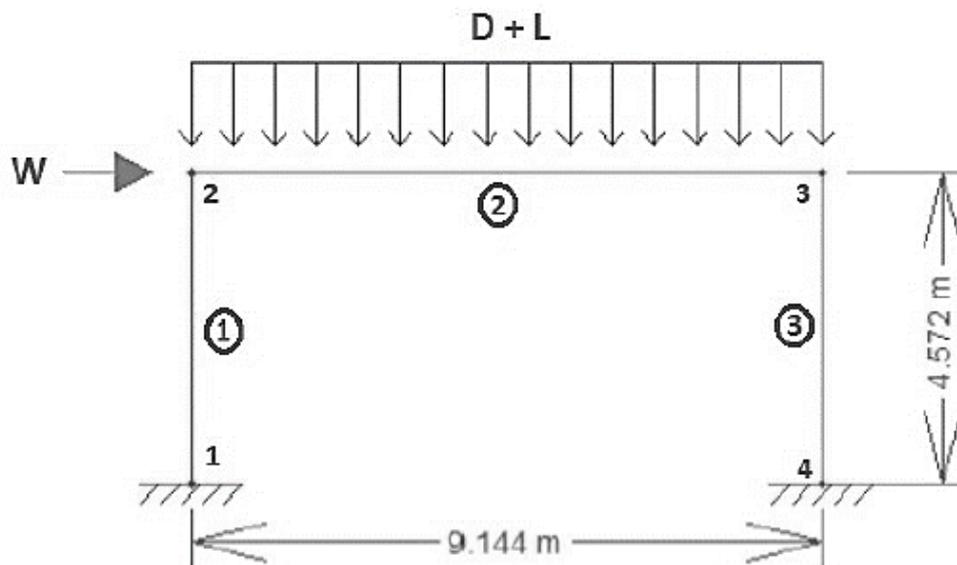


Figura 18 – Primeiro exemplo de Felício (2017).

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
CVS 400x103	A	cm ²	131.00
	I	cm ⁴	39355
	Zx	cm ³	2165
CVS 400x116	A	cm ²	148.40
	I	cm ⁴	45161
	Zx	cm ³	2483
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	16.05
	W	KN	28.91

Tabela 29 – Propriedades do aço e carregamento para o primeiro pórtico (Fonte: Felício 2017).

Através de uma análise elástica de primeira ordem pelo Mastan2 obteve-se os esforços internos máximos da estrutura. Esses resultados se encontram na Tabela 30. (Felício não realizou a verificação do esforço cortante para esse exemplo segundo a norma brasileira, portanto não apresentou resultados para o esforço cortante).

Análise elástica de 1ª ordem		
Esforço máximo	Análise Mastan2	Análise de Felício (2017)
Esforço axial (kN)	380.3	380.29
Esforço cortante (kN)	380.7	-
Momento fletor (kN.m)	476.5	474.63

Tabela 30 – Comparativo entre a análise elástica de primeira ordem feita pelo Mastan2 e pelo Ftool.

Como se pode observar, os resultados elásticos de primeira ordem obtidos através do Mastan2 condizem com os obtidos por Felício (2017) através do Ftool. A partir disso, o pórtico será resolvido através de uma análise inelástica de segunda ordem.

Através de uma análise inelástica de segunda ordem realizada pelo Mastan2 foi possível obter os mecanismos de colapso da estrutura. A Figura 19 representa a configuração deformada da estrutura. A primeira rótula plástica é formada quando há um acréscimo de 2,7% da carga nominal e a segunda se forma com um acréscimo de 3,2% da carga nominal. A estrutura deixa de ser estável quando há um acréscimo de 10,2% da carga nominal.

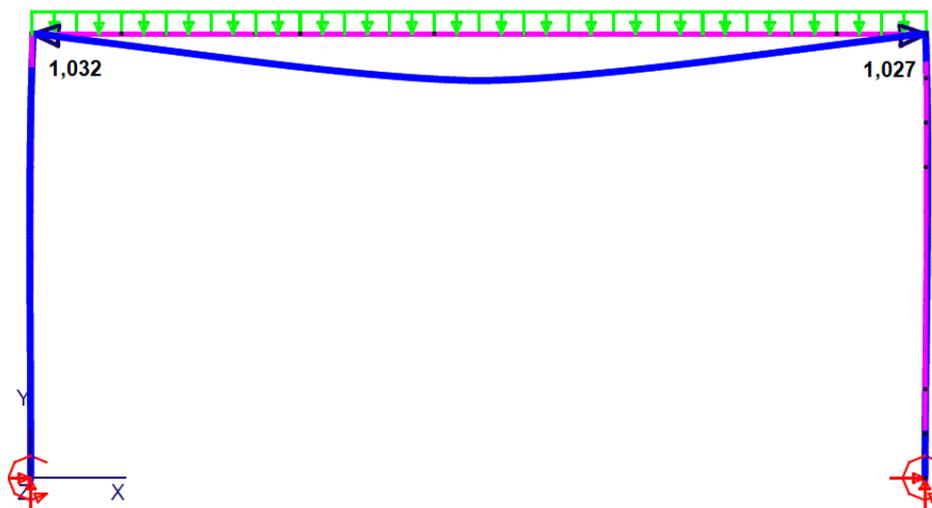


Figura 19 – Configuração deformada do primeiro pórtico de Felício (2017)

4.4.2 Pórtico de dois andares e uma baia (Felício 2017)

O segundo pórtico analisado por Felício (2017) foi um pórtico de dois andares e uma baia (Figura 20), a primeira configuração para esse pórtico não atendeu os estados limites de utilização com os perfis metálicos W14x22 (equivalente ao W360x32,9) para a viga superior, W14x34 (equivalente ao W360x51) para a viga inferior e W12x30 (equivalente ao W310x44,5) para as colunas. Felício (2017) redimensionou o pórtico e realizou novamente as análises.

A segunda configuração para essa estrutura apresenta os perfis metálicos do tipo W10x30 (equivalente ao W250x44,8) para a viga superior, W14x34 (equivalente ao W360x51) para a viga inferior e W12x45 (equivalente ao W310x67) para as colunas. A tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço utilizado são 250 MPa e 200 GPa, respectivamente. Considerou-se a combinação de cargas igual a $1,2D + 0,5L + 1,3W1 + 1,3W2$ para a resolução da estrutura. Todas essas propriedades se encontram na Tabela 32.

Semelhante ao exemplo anterior, foi introduzido um desaprumo no pórtico com valor de $h/333$ e a tensão de escoamento sofreu uma redução através de um coeficiente de minoração de 1,1.

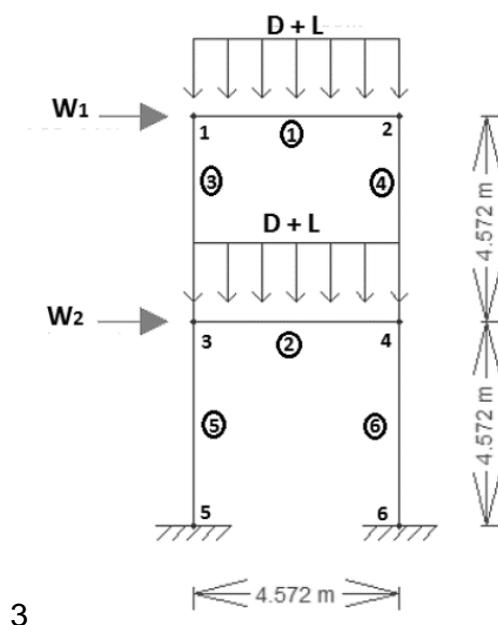


Figura 20 – Pórtico de dois andares e uma baia (Felício 2017).

4.4.2.1 Primeira configuração (Não atendendo ao ELS)

A primeira configuração para essa estrutura apresenta os perfis metálicos W14x22 (equivalente ao W360x32,9) para a viga superior, W14x34 (equivalente ao W360x51) para a viga inferior e W12x30 (equivalente ao W310x44,5) para as colunas. As informações das propriedades desses elementos estão na Tabela 31. De acordo com Felício (2017), esse pórtico não atende ao Estado Limite de Utilização.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W360x32.9	A	cm ²	41.94
	I	cm ⁴	8383.01
	Zx	cm ³	544.05
W360x51	A	cm ²	64.52
	I	cm ⁴	14151.87
	Zx	cm ³	894.73
W310x44.5	A	cm ²	56.77
	I	cm ⁴	9906.31
	Zx	cm ³	706.28
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	KN	19.48
	W2	KN	37.37

Tabela 31 – Propriedades e carregamentos do pórtico (Felício, 2017).

Após uma análise inelástica de segunda ordem através do Mastan2 foi possível obter a configuração deformada da estrutura, apresentada na Figura 21. A primeira rótula plástica se forma quando há um acréscimo de 17% da carga nominal, a segunda quando o acréscimo é de 18%, a terceira quando o acréscimo é de 25,7% e a quarta com um acréscimo de 33,3%. A estrutura deixa de ser estável quando há o acréscimo de 34,3% da carga nominal.

A verificação quanto aos Estados Limites de Serviço ocorreu conforme o que foi feito por Felício (2017), porém, desta vez a análise foi realizada de forma inelástica e de segunda ordem. De acordo com Felício (2017) as flechas no meio das vigas serão conferidas para o carregamento L e devem ser inferiores a $L/360$, sendo L o

comprimento da viga. Os deslocamentos horizontais nos nós superiores das extremidades pórtico (nós 1 e 2 na Figura 21) serão conferidos para a carga $D+L+W1+W2$ e devem ser inferiores a $H/400$, sendo H a altura do pórtico.

O deslocamento no meio da viga superior foi igual a 3,44 milímetros, próximo aos 3,145 milímetros encontrados por Felício (2017). O deslocamento no meio da viga inferior foi de 1,82 milímetros, sendo que o valor encontrado por Felício (2017) foi de 1,491 milímetros. Ambos os deslocamentos são inferiores ao deslocamento limite de 12,7 milímetros.

O deslocamento obtido no nó superior esquerdo foi de 31,82 milímetros, sendo que o encontrado por Felício (2017) foi de 27,934 milímetros. O deslocamento do nó superior direito foi de 31,52 milímetros, sendo que Felício (2017) encontrou o valor de 27,708 milímetros. Ambos valores superam o deslocamento limite de 22,86 milímetros.

Com isso foi possível averiguar que através da análise inelástica de segunda ordem, a estrutura também não está bem dimensionada quanto aos Estados Limites de Serviço. Logo, é necessário o redimensionamento do pórtico, conforme foi feito por Felício (2017). Os deslocamentos calculados através da análise avançada foram maiores do que as calculadas através da análise simplificada realizada por Felício (2017), isso já era previsto, uma vez que as análises de segunda ordem acarretam em flechas maiores.

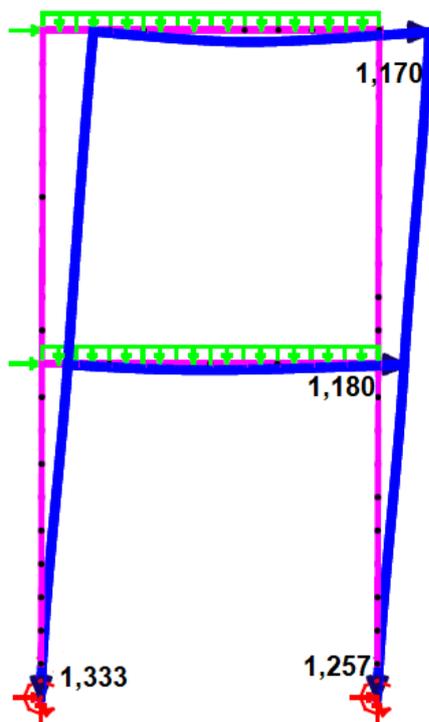


Figura 21 – Configuração deformada do pórtico.

4.4.2.2 Segunda configuração (Atende tanto ao ELU, quanto ao ELS)

A segunda configuração para esse pórtico possui os perfis metálicos do tipo W10x30 (equivalente ao W250x44,8) para a viga superior, W14x34 (equivalente ao W360x51) para a viga inferior e W12x45 (equivalente ao W310x67) para as colunas. As propriedades geométricas dos elementos dos pórticos se encontram na Tabela 32. Segundo Felício (2017), essa nova configuração atende tanto aos Estados Limites Últimos quanto ao Estado Limite de Utilização.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W250x44.8	A	cm ²	57.03
	I	cm ⁴	7075.93
	Zx	cm ³	599.77
W360x51	A	cm ²	64.52
	I	cm ⁴	14151.87
	Zx	cm ³	894.73
W310x67	A	cm ²	85.16
	I	cm ⁴	14568.1
	Zx	cm ³	1060.24
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	KN	19.48
	W2	KN	37.37

Tabela 32 – Propriedades e carregamentos do pórtico (Fonte: Felício 2017).

Através de uma análise elástica de primeira ordem, foram obtidos os valores máximos dos esforços internos da estrutura que se encontram na Tabela 33.

Análise elástica de 1ª ordem		
Esforço máximo	Análise Mastan2	Análise de Felício (2017)
Esforço axial (kN)	343.4	342.03
Esforço cortante (kN)	185.1	184.01
Momento fletor (kN.m)	190.5	188.04

Tabela 33 – Comparativo entre os resultados obtidos pelo Mastan2 e Ftool.

Como se pode observar, os resultados elásticos de primeira ordem obtidos através do Mastan2 condizem com os encontrados por Felício (2017) utilizando o Ftool. A partir disso o pórtico será resolvido através de uma análise inelástica de segunda ordem.

Após uma análise inelástica de segunda ordem foi possível obter a configuração deformada da estrutura (Figura 22), assim como seus mecanismos de colapso. A primeira rótula plástica é formada quando um acréscimo de 9% da carga nominal é aplicada, a segunda quando se aplica um acréscimo de 9,6% da carga nominal, a terceira e a quarta quando se aplica um acréscimo de 44,6% da carga

nominal e a quinta rótula é formada quando um acréscimo de 45,6% da carga nominal é aplicada. Nesse ponto, a estrutura chega em sua capacidade resistente final.

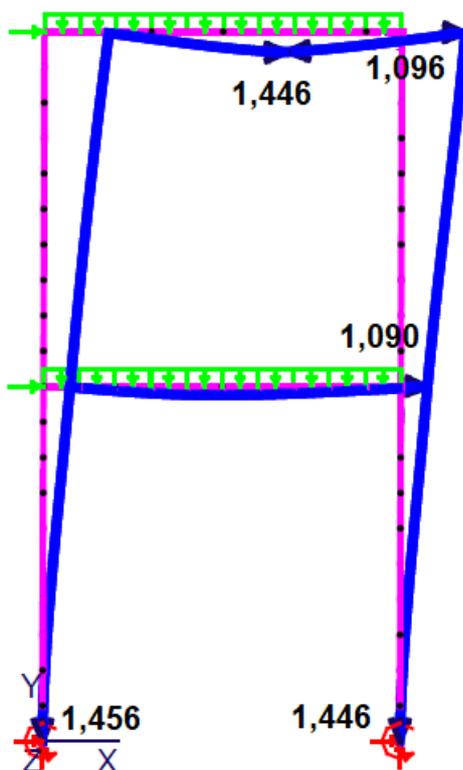


Figura 22 – Configuração deformada do segundo pórtico de Felício (2017).

4.4.3 Pórtico de dois andares e duas baías (Felício 2017)

O terceiro pórtico analisado por Felício (2017) foi um pórtico de dois andares e duas baías (Figura 23), sendo que para esta primeira configuração o pórtico não atendeu aos estados limites últimos de resistência. Felício (2017) redimensionou o pórtico e realizou novamente as análises.

A segunda configuração para essa estrutura apresenta os perfis metálicos do tipo W12x50 (equivalente ao W310x74) para as vigas e o perfil W10x30 (equivalente ao W250x44,8) para as colunas. A tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço utilizado são 250 MPa e 200 GPa, respectivamente. Todas essas propriedades se encontram na Tabela 35. Considerou-se a combinação de cargas igual a 1,2D +

1,6L para a resolução da estrutura, pois, dentre as diversas combinações feitas por Felício (2017) através do Método os Estados Limites, esta é a que mais solicita a estrutura.

Semelhante ao exemplo anterior, foi introduzido um desaprumo no pórtico com valor de $h/333$ e a tensão de escoamento sofreu uma redução através de um coeficiente de minoração de 1,1.

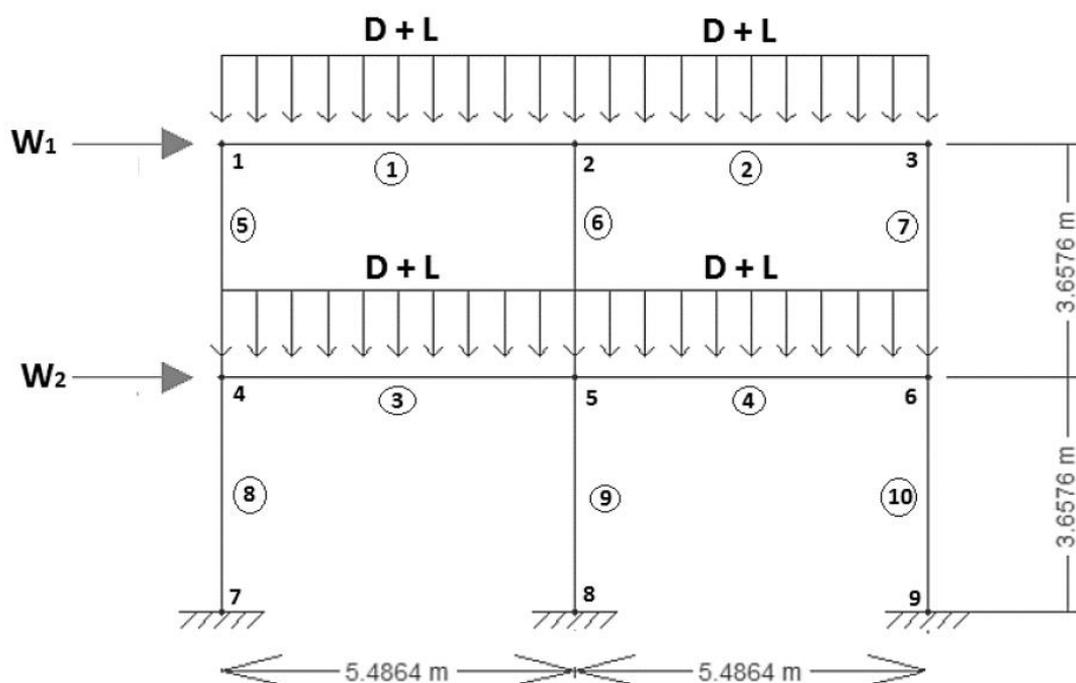


Figura 23 – Pórtico de dois andares e duas baias. (Fonte: Felício 2017).

4.4.3.1 Primeira configuração (Não atende ao ELU).

A primeira configuração do terceiro pórtico de Felício (2017) possui perfis metálicos de aço do tipo W12x40 (equivalente ao W310x60) para as vigas e do tipo W10x30 (equivalente ao W250x44,8). Essas propriedades estão apresentadas na Tabela 34. De acordo com Felício (2017) essa configuração não atende aos Estados Limites Últimos.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W310x60	A	cm ²	76.13
	I	cm ⁴	12903.17
	Zx	cm ³	942.26
W250x44.8	A	cm ²	57.03
	I	cm ⁴	7075.93
	Zx	cm ³	599.77
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	kN	14.68
	W2	kN	27.36

Tabela 34 – Propriedades e carregamento do pórtico (Fonte: Felício 2017).

Após uma análise inelástica de segunda ordem através do Mastan2 foi possível obter a configuração deformada da estrutura de acordo com a Figura 24. A primeira rótula plástica é formada quando é aplicada 98,4% da carga nominal e a partir desse ponto a estrutura já se torna instável.

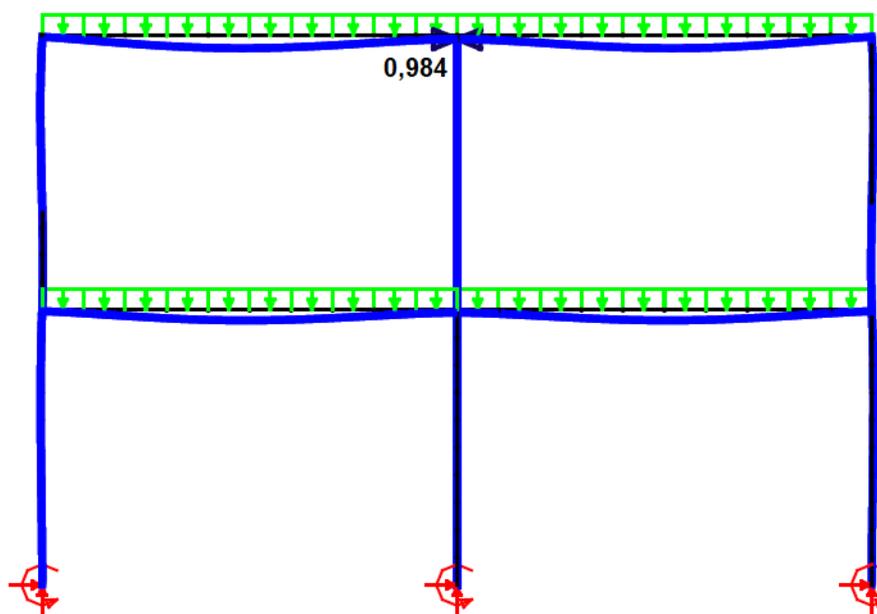


Figura 24 – Configuração deformada do pórtico.

4.4.3.2 Segunda configuração (Atende tanto ao ELU, quanto ao ELS).

A segunda configuração proposta por Felício (2017) apresenta os perfis metálicos do tipo W12x50 (equivalente ao W310x74) para as vigas e o perfil W10x30 (equivalente ao W250x44,8) para as colunas. As propriedades desses elementos se encontram na Tabela 35. De acordo com a autora essa situação atende tanto aos Estados Limites Últimos quanto ao Estado Limite de Utilização.

Perfil	Variável	Unidade	Valor nominal
Todos os perfis	E	MPa	200000
	Fy	MPa	250.00
W310x74	A	cm ²	94.20
	I	cm ⁴	16274.65
	Zx	cm ³	1180
W250x44.8	A	cm ²	57.03
	I	cm ⁴	7075.93
	Zx	cm ³	599.77
...	D	kN/m	43.78
	L	kN/m	20.43
	W1	kN	14.68
	W2	kN	27.36

Tabela 35 – Propriedades do material e do pórtico (Fonte: Felício 2017).

Através de uma análise elástica de primeira ordem obteve-se os esforços internos máximos da estrutura que se encontram na Tabela 36.

Análise elástica de 1ª ordem		
Esforço máximo	Análise Mastan2	Análise de Felício (2017)
Esforço axial (kN)	1025.0	1025.15
Esforço cortante (kN)	261.3	261.26
Momento fletor (kN.m)	257.6	257.65

Tabela 36 – Comparativo entre os resultados obtidos através do Mastan2 e do Ftool.

Como se pode observar, os resultados elásticos de primeira ordem obtidos através do Mastan2 condizem com os obtidos por Felício (2017) através do Ftool. A

partir disso o pórtico será resolvido através de uma análise inelástica de segunda ordem.

Após uma análise inelástica de segunda ordem da estrutura é possível obter a configuração deformada da estrutura, representado na Figura 25. A primeira rótula plástica é formada com um acréscimo de 10,8% da carga nominal, a segunda com um acréscimo de 14,8%, a terceira com um acréscimo de 16,7%, a quarta com um acréscimo de 19,7% e a quinta com um acréscimo de 20,7%. A estrutura deixa de ser estável quando esse acréscimo é de 21,8%.

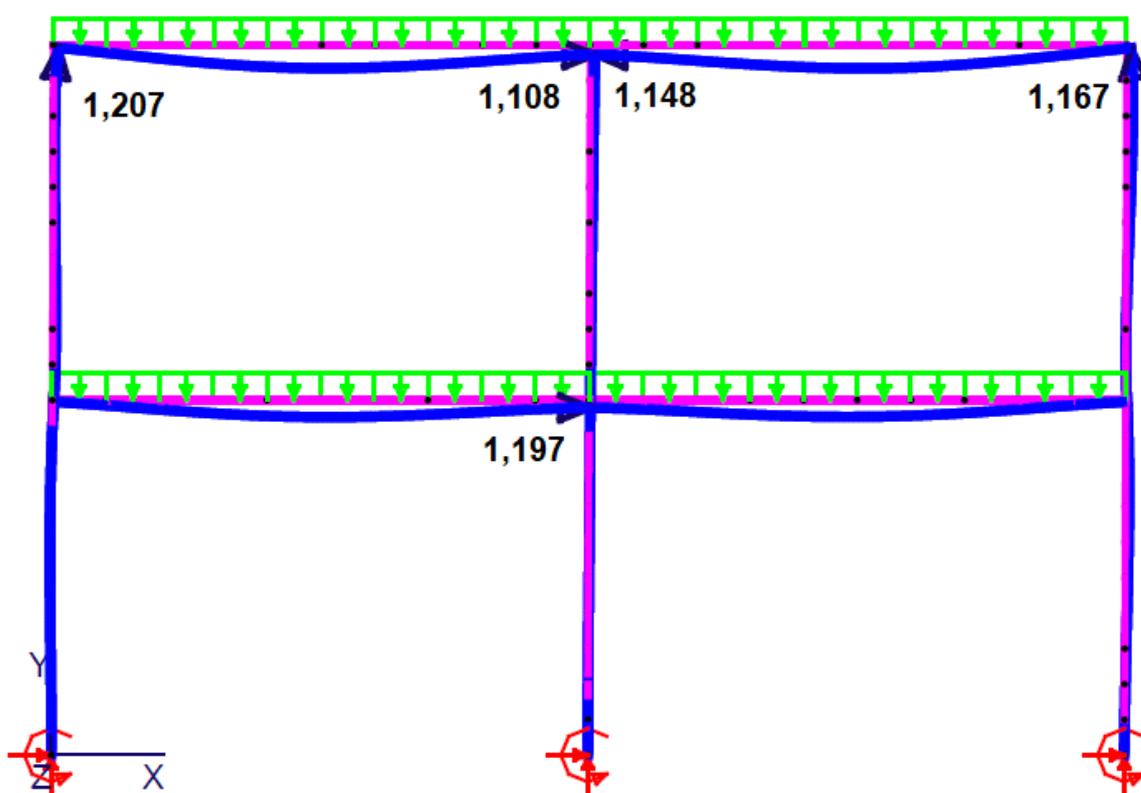


Figura 25 – Configuração deformada do terceiro pórtico de Felício (2017).

4.5 Comparativo entre a análise inelástica de segunda ordem e a análise elástica de primeira ordem de Felício (2017).

Após verificar os mecanismos de colapso das estruturas é possível fazer uma comparação entre os esforços internos obtidos através da análise inelástica de

segunda ordem realizada com Mastan2 e a análise elástica de primeira ordem de Felício (2017).

A Tabela 37 apresenta a comparação entre os esforços internos obtidos através da análise avançada realizada pelo Mastan2 e a análise realizada por Felício (2017) para o pórtico de um andar e uma baia. Como pode-se observar não há muitas diferenças entre as duas análises sendo que o maior erro relativo acontece com o momento fletor e possui o valor de 0,31%.

A Tabela 38 apresenta a diferença entre os esforços internos do pórtico de dois andares e uma baia para os dois tipos de análise. Como pode-se observar, também não houveram grandes diferenças entre a análise inelástica de 2ª ordem e a análise elástica de 1ª ordem, com o maior erro relativo com valor de 1,03% do esforço cortante.

A Tabela 39 apresenta os esforços internos do pórtico de dois andares e duas baias para os dois tipos de análise. É possível observar que para esse exemplo houve uma maior diferença entre a análise avançada e a análise simplificada do que nas estruturas anteriores, com um erro relativo de 4,13% para o momento fletor.

Para o primeiro exemplo, quando se aplica a carga nominal ou a carga de colapso, o momento fletor e o esforço cortante máximo ocorre no nó superior do pórtico, já o esforço normal máximo acontece nas colunas.

Para o segundo exemplo, quando se aplica a carga nominal, o momento fletor e o esforço cortante máximo ocorre na extremidade direita da viga inferior, já o esforço normal máximo acontece na coluna inferior da direita. Quando se aplica a carga de colapso, tanto o esforço normal, quanto a força cortante máxima se encontram na mesma posição da situação anterior, já o momento fletor máximo passa a se encontrar no engaste da coluna esquerda.

Para o terceiro exemplo, quando se aplica a carga nominal, o momento fletor e o esforço cortante máximo se situa nas vigas superiores, no eixo de simetria do pórtico, já esforço normal máximo se contra no pilar central inferior. Quando se aplica a carga de colapso, o esforço cortante e o esforço normal máximo se encontram em seus

respectivos locais coincidentes com a situação anterior, porém o momento fletor máximo passa a solicitar a viga inferior no eixo de simetria da estrutura.

PÓRTICO DE UM ANDAR E UMA BAIÁ (Felício 2017)				
Esforço máximo	Análise inelástica de 2ª ordem para carga de colapso (1.102)	Análise inelástica de 2ª ordem (carga nominal)	Análise elástica de 1ª ordem (Felício 2017)	Diferença (%)
Esforço axial (kN)	420.6	381.3	380.3	0.27
Esforço cortante (kN)	422.6	381.4	380.7	0.18
Momento fletor (kN.m)	488.5	476.1	474.6	0.31

Tabela 37 – Comparativo entre as análises para o 1º pórtico de Felício (2017).

PÓRTICO DE DOIS ANDARES E UMA BAIÁ (Felício 2017)				
Esforço máximo	Análise inelástica de 2ª ordem para carga de colapso (1.456)	Análise inelástica de segunda ordem (carga nominal)	Análise elástica de 1ª ordem (Felício 2017)	Diferença (%)
Esforço axial (kN)	493.3	344.4	342.0	0.69
Esforço cortante (kN)	271.2	185.9	184.0	1.03
Momento fletor (kN.m)	223.4	188.5	188.0	0.24

Tabela 38 - Comparativo entre as análises para o 2º pórtico de Felício (2017).

PÓRTICO DE DOIS ANDARES E DUAS BAIAS (Felício 2017)				
Esforço máximo	Análise inelástica de 2ª ordem para carga de colapso (1.218)	Análise inelástica de segunda ordem (carga nominal)	Análise elástica de 1ª ordem (Felício 2017)	Diferença (%)
Esforço axial (kN)	1218.0	1016.0	1025.2	0.89
Esforço cortante (kN)	311.2	259.9	261.3	0.52
Momento fletor (kN.m)	268.0	247.0	257.7	4.13

Tabela 39 - Comparativo entre as análises para o 3º pórtico de Felício (2017).

Nas tabelas comparativas são apresentados os esforços internos dos pórticos para a carga de colapso da estrutura. A primeira estrutura de Felício (2017) entra em colapso quando é aplicada uma carga que excede em 10,2% a carga nominal. A segunda estrutura quando é aplicada uma carga que excede 45,6% a carga nominal. terceira quando é aplicada uma carga que excede em 21,8% da carga nominal.

Tanto a segunda quanto a terceira estruturas sofreram um redimensionamento por Felício (2017) antes de chegar na configuração apresentada neste trabalho. O pórtico de dois andares e uma baia sofreu o redimensionamento, pois a configuração anterior não atendia aos Estados Limites de Utilização, apesar de atender aos Estados Limites Últimos. Isso justifica a folga de 45,6% apresentada pela análise feita com o Mastan2, uma vez que, se a primeira configuração já possuía capacidade suficiente

para resistir a carga de projeto sem que acontecesse o colapso da estrutura, a segunda configuração deve apresentar uma resistência ainda maior.

O pórtico de dois andares e duas baias foi redimensionado porque a configuração anterior não atendia aos Estados Limites Últimos na análise de Felício (2017). Como pode-se observar a nova configuração ficou com uma folga de 21,8% da carga. O pórtico de um andar e uma baia é o único que não foi redimensionado por Felício (2017) e é o que possui a menor folga, suportando apenas 10,2% de acréscimo no carregamento.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo fazer a análise inelástica de segunda ordem de oito estruturas de aço, sendo que as cinco primeiras foram resolvidas para confirmar os resultados apresentados pelo *software* Mastan2 com os presentes na literatura.

Primeiramente, foi feito um estudo geral sobre segurança estrutural, abordando dois métodos de análise: o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites. Em seguida, abordou-se os conceitos de não linearidade física e geométrica, comparando as análises estruturais elásticas de primeira ordem e as inelásticas de segunda ordem.

A verificação das estruturas de aço de Zhang *et al.* (2018) foi realizada conforme as orientações da AISC 360-10. Os resultados obtidos foram que a viga suporta um acréscimo de 29,3% da carga nominal, o pórtico de um andar e uma baia suporta um acréscimo de 5,0% da carga nominal, a primeira configuração do pórtico e dois andares e duas baias suporta um acréscimo de 15,8% da carga nominal, a segunda um acréscimo de 3,6% da carga nominal e a terceira configuração um acréscimo de 12,6% da carga nominal.

Tais valores estão próximos dos obtidos por Zhang *et al.* (2018) que encontrou o resultado de 29% para a viga, 2% para o pórtico de um andar e uma baia, 19% para a primeira configuração do pórtico de dois andares e duas baias, 3% para a segunda configuração desse pórtico e 8% para a terceira configuração.

Para obter uma confiabilidade ainda maior para o uso do Mastan2, utilizou-se o *software* para analisar os três pórticos presentes na monografia de Felício (2017) de forma linear elástica e verificou-se que os esforços internos das estruturas (momento fletor, esforço cortante e força axial) estão bem próximos dos resultados obtidos pela autora através do Ftool que analisa as estruturas de forma elástica e de primeira ordem.

Dessa forma, os três pórticos de Felício (2017) foram analisados de forma inelástica e de segunda ordem. Para o pórtico de um andar e uma baia obteve-se que a estrutura entra em colapso quando se acrescenta 10,2% a mais da carga nominal.

O pórtico de dois andares e duas baias, em sua primeira configuração, entra em colapso quando há o acréscimo de 34,3% da carga nominal. A segunda configuração para esse pórtico entra em colapso quando se acrescenta mais 45,6% da carga nominal. O pórtico de dois andares e duas baias entra em colapso quando se aplica 98,4% da carga nominal para a primeira configuração e para a segunda quando há um acréscimo que excede 21,8% da carga nominal.

Foi feito um comparativo entre a análise avançada realizada pelo Mastan2 e a análise simplificada feita pelo Ftool. Para a carga nominal, obtida através de combinações resultantes do Método dos Estados Limites não houve grandes discrepâncias entre a análise inelástica de segunda ordem e a análise elástica de primeira ordem, sendo que a maior diferença se encontra no momento fletor para o pórtico de duas baias e dois andares. Isso pode ser justificado pois as estruturas apresentam pequenas deslocabilidades.

Por outro lado, é possível observar que todos os três pórticos possuem uma folga em relação a sua resistência última, uma vez que durante o dimensionamento dos pórticos foi considerado apenas análises lineares. O pórtico que possui maior folga é o segundo exemplo que suporta um acréscimo de 45,6% da carga nominal. Isso acontece, pois este pórtico foi redimensionado por Felício (2017) para atender aos Estados Limites de Utilização o que fez com que a estrutura ficasse superdimensionada quando se considera apenas os Estados Limites Últimos.

Através dessas análises foi possível confirmar que nenhuma das estruturas foi subdimensionada, uma vez que o aço permite um acréscimo de deformação após atingir sua tensão de escoamento, saindo da fase elástica e entrando na fase plástica. Logo não foi necessário realizar nenhum redimensionamento.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2ª edição. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

AISC. (1994). Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.

AISC (2010). Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.

FELÍCIO, M. C. D. (2017). **Análise de pórticos metálicos planos projetados pelo método dos estados limites** Monografia (Trabalho de conclusão do Curso de engenharia civil). Faculdade Santa Rita. Conselheiro Lafaiete. Minas Gerais.

HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. (1991). **Stochastic FEM-Based validation of LRFD**. *Journal of Structural Engineering*, v. 117, n. 5.

MAPA, D. L. S. (2016). **Confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos**. Dissertação de mestrado, PROPEC, UFOP, Ouro Preto, Brasil.

MAPA, D. L. S. (2018). **Avaliação da segurança estrutural de pórticos planos de aço projetados com análise avançada**. XIII SIMMEC, Vitória, Brasil.

MARTHA, L. F. (2002) **Ftool: A Frame Analysis Educational Software**. Rio de Janeiro, Brasil.

MCGUIRE, W., GALLAGHER, R. H., ZIEMIAN, R. D., **Matrix Structural Analysis**, 2nd Edition, 2000.

PAIVA, F. M. (2009). **Análise da estabilidade e dimensionamento de pórticos metálicos de sinalização em auto-estradas**. Dissertação de Mestrado, Porto, Portugal.

PFEIL, W., PFEIL, M. (2009). **Estruturas de aço – Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800-2008**, p. 27-44; 297-306.

SALES, J. J., NETO, J. M., MALITE, M., GONÇALVES, R. M. **Segurança nas estruturas teoria e exemplos**. 1ª Edição, janeiro de 2005.

SILVA, A. R. D. (2009). **Sistema computacional para Análise estática e dinâmica de estruturas metálicas**. Tese de Doutorado, PROPEC, UFOP, Ouro Preto, Brasil.

SOUZA, M. L. (1999). **Análise de estruturas de aço com ligações semirígidas em teoria de 2ª ordem**. Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

SURUCEANU, I. (2015). **Métodos de análise em estruturas metálicas**. Dissertação de Mestrado, Instituto Politécnico de Setúbal, Portugal.

ZHANG, H., LIU, H., ELLINGWOOD, B. R., RASMUSSEN, K. J. R. (2018) **System Reliabilities of Planar Gravity Steel Frames Designed by the Inelastic Method in AISC 360-10**. J. Struct. Eng.

Certifico que o aluno Augusto Franco de Lima, autor do trabalho de conclusão de curso intitulado "Análise inelástica de segunda ordem de estruturas planas de aço via software Mastan2" efetuou as correções sugeridas pela banca examinadora e que estou de acordo com a versão final do trabalho.



Marcílio Sousa de Rocha Freitas
Orientador

Ouro Preto, 20 de Dezembro de 2018