

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL:  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

MARCOS ANDREW RABELO SOEIRO

**TRABALHO DE DISSERTAÇÃO**

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE TORRES METÁLICAS PARA ESCORAMENTOS  
DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Fortaleza, Ceará

Maio, 2012

MARCOS ANDREW RABELO SOEIRO

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE TORRES METÁLICAS PARA  
ESCORAMENTOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Dissertação submetida à coordenação do  
curso de Pós-Graduação em Engenharia  
Civil: Estruturas e Construção Civil da  
Universidade Federal do Ceará.  
Área de Concentração: Estruturas

Orientadora:  
Áurea Silva de Holanda

Coorientador:  
Evandro Parente Junior

Fortaleza, Maio de 2012

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca de Ciências e Tecnologia

---

S664a Soeiro, Marcos Andrew Rabelo.

Avaliação da segurança de torres metálicas para escoramentos de estruturas de concreto armado /  
Marcos Andrew Rabelo Soeiro. – 2012.

109 f. : il. color., enc. ; 30 cm.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2012.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientação: Profa. Dra. Áurea Silva de Holanda.

Coorientação: Prof. Dr. Evandro Parente Junior.

1. Estabilidade – construção civil. 2. Análise não Linear. 3. Torres de Escoramentos. 4. Método dos Elementos Finitos. I. Título.

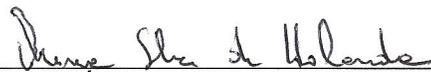
MARCOS ANDREW RABELO SOEIRO

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE TORRES METÁLICAS PARA ESCORAMENTOS  
DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

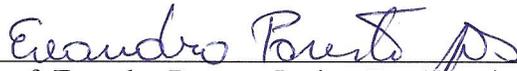
Aprovada em 11 / 05 / 2012.

**BANCA EXAMINADORA**



---

Profa. Aurea Silva de Holanda, Dra. (Orientadora)  
Universidade Federal do Ceará – UFC



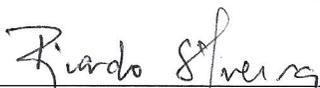
---

Prof. Evandro Parente Junior, Dr. (Coorientador)  
Universidade Federal do Ceará – UFC



---

Prof. Antonio Macário Cartaxo de Melo, Dr.  
Universidade Federal do Ceará – UFC



---

Prof. Ricardo Azoubel da Mota Silveira, Dr.  
Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP

Dedico este trabalho a minha filha Mariana C. S. Soeiro, que nasceu ao apagar das luzes deste trabalho para abrilhantar mais ainda esta conquista.

## AGRADECIMENTOS

A DEUS, que me deu vida e inteligência, e que me dá força para continuar a caminhada em busca dos meus objetivos.

À professora Áurea Holanda e ao Professor Evandro Parente, pela paciência e orientação na realização deste trabalho.

À minha esposa Silmária, que me deu apoio, e esteve sempre comigo me dando força para finalizar este trabalho.

Aos meus pais, Marcos A. Soeiro e Denise R. Soeiro, pela oportunidade que me deram para poder chegar onde cheguei, com muito estudo e dedicação.

E aos demais que, de alguma forma, contribuíram na elaboração deste trabalho.

## **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE TORRES METÁLICAS PARA ESCORAMENTOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Aluno: Marcos Andrew Rabelo Soeiro

Orientadora: Áurea Silva de Holanda

Coorientador: Evandro Parente Junior

### **RESUMO**

Verifica-se que a maioria dos acidentes com estruturas de concreto ocorrem durante a etapa de construção, devido principalmente à falha na estabilidade de seus escoramentos. É importante ressaltar que esses acidentes podem ocasionar perdas de vidas, atrasos significativos nas obras, danos materiais e perdas financeiras. Os escoramentos são estruturas provisórias responsáveis por resistir aos esforços e ações provenientes das etapas de execução da estrutura de concreto, incluindo o lançamento do concreto, o peso das fôrmas e armação, peso próprio do concreto, trabalhadores, equipamentos, além de possíveis sobrecargas. Inicialmente foram elaborados modelos de elementos finitos de barra para o estudo do comportamento de torres de escoramento. Foram realizadas análises não lineares físicas e geométricas e os resultados numéricos foram comparados com resultados experimentais disponíveis na literatura obtendo-se uma boa concordância. Estas análises mostraram a importância das condições de contorno e da consideração das imperfeições iniciais. Em seguida foi apresentada uma metodologia para verificação da segurança de torres metálicas utilizadas no escoramento de estruturas de concreto com pé-direito elevado. As normas NBR 15696:2009 e BS 5975:2008 são utilizadas na determinação das ações externas e imperfeições iniciais. Os esforços internos são obtidos utilizando análises não lineares geométricas. Os esforços obtidos nestas análises são utilizados para verificação da segurança das barras de acordo com a NBR 8800:2008. Foram considerados modelos estruturais 3D (pórtico espacial) e 2D (pórtico plano). Estes estudos mostraram que em alguns casos é possível utilizar modelos planos para analisar a torre sem prejuízo nos resultados, mas em outros casos é necessário utilizar modelos tridimensionais. Verificou-se também que a falha das torres ocorre normalmente devido a flexo-compressão das barras e que o esforço cortante tem pouca importância na verificação da segurança.

**Palavras-chave:** Escoramento, Torres Metálicas, Estabilidade, Análise Não linear

## ABSTRACT

It is well-known that most accidents with concrete structures occur in the construction phase, mainly due to stability failure of their shoring systems. These accidents can cause injuries, loss of life, significant construction delays, and financial losses. Scaffolds are temporary structures that support construction loads, such as fresh concrete, steel, formwork and workers. First of all, finite element models composed of bars were created in order to study the structural behavior of steel scaffolds. Material and geometric nonlinear analyses were performed and the numerical results were compared with experimental results found in literature, showing good agreement. These analyses showed the importance of the boundary conditions and of the consideration of initial imperfections. Then, it was presented a methodology to verify the safety of steel scaffolding systems used in the construction of high-clearance concrete structures. The NBR 15696:2009 and BS 5975:2008 standards were adopted for the determination of external loads and initial imperfections. The internal forces were obtained from geometric nonlinear analyses. These forces were used to verify the safety of the steel members according to NBR 8800:2008. Three-dimensional and two-dimensional structural models (i.e. space and plane frames) were adopted. The results showed that, in some cases, it is possible to use plane models to analyze the scaffolding system, but, in other cases, it is necessary to use three-dimensional models. It was also noted that the scaffoldings failure occurs, in general, under combined compression and bending of the steel bars and also that the shear forces are not critical to the failure of these structures.

**Palavras-chave:** Shoring systems, Steel Scaffolding, Stability, Nonlinear analysis

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Torres metálicas e escoras pontuais de escoramento em uma obra em Fortaleza (Bezerra, 2009).....	5
Figura 2 – Sistema de andaimes (Condomínio da Vinci, 2010). .....	6
Figura 3 - Conjunto de torres de aço para suporte de fôrma em obra (Peng et al., 2009a).....	7
Figura 4 – Tipos de quadros metálicos (SH fôrmas, andaimes e escoramentos) .....	7
Figura 5 – Torre de Escoramento com seus elementos componentes (Peng et al.,1998) .....	8
Figura 6 - Colapso de torre de andaimes no sul de Taiwan (Peng et al., 2009a) .....	9
Figura 7 – Colapso da laje de um edifício em construção (Santos, 2012).....	9
Figura 8 - Colapso de torre de escoramento de madeiras utilizada na construção do viaduto na rodovia CE-040 (Diário do Nordeste, 2008). .....	10
Figura 9 - Colapso da laje da obra do Metrô de Fortaleza (Rodrigues, 2010).....	10
Figura 10 - Efeitos de segunda ordem P- $\Delta$ e P- $\delta$ (Chan et al, 2003). .....	12
Figura 11 - Curva carga-deslocamento com ponto limite de carga. ....	16
Figura 12 - Fenômeno do <i>snap-through</i> e <i>snap-back</i> . .....	17
Figura 13 – Topo sem restrição lateral.....	20
Figura 14 – Topo com restrição lateral .....	20
Figura 15 – Restrição lateral em apenas um lado.....	21
Figura 16 – Restrição lateral em dois lados perpendiculares.....	21
Figura 17 – Restrição lateral em dois lados paralelos.....	21
Figura 18 – Restrição lateral em três lados.....	21
Figura 19 – Restrição lateral nos quatros lados .....	22
Figura 20- Diagrama momento fletor – rotação relativa (Baldissera, 2006). .....	23
Figura 21- Curva carga x deslocamento de um escoramento com três andares (Chan et al., 1995).....	24
Figura 22 - Tipos de carregamentos (Peng et al., 2007). .....	25
Figura 23 - Aplicação de carregamento incremental (Peng et al., 2007).....	25
Figura 24 - Simplificação com rigidez equivalente aproximada do escoramento (Peng et al, 1998).....	28
Figura 25 - Método das forças nocionais e deslocamento relativo. ....	31
Figura 26 - Curvas carga x deformação para diferentes análises.....	32
Figura 27 – Representação esquemática do critério de resistência na flexão composta oblíqua. ....	37
Figura 28 – Curva dos valores de $Q$ em relação a $D/e$ .....	39
Figura 29 – Valores de $\chi$ em função do índice de esbeltez $\lambda$ (NBR 8800:2008).....	39
Figura 30 – Verificação da segurança quanto à flexão composta. ....	43
Figura 31 – Entrada de dados da implementação. ....	45
Figura 32 – Gráficos gerados.....	45
Figura 33 – Módulos típicos utilizados nos ensaios (Yu et al., 2004). ....	49
Figura 34 – Carga aplicada no ensaio (Yu et al., 2004).....	49
Figura 35 - Modos de flambagem do modelo M1. ....	51
Figura 36 - Modos de flambagem do modelo M2. ....	51
Figura 37 - Modos de flambagem do modelo M3. ....	51
Figura 38 – Curvas carga x deslocamento - modelo M1- livre-engaste.....	53
Figura 39 - Curvas carga x deslocamento - modelo M1- livre-apoio.....	53
Figura 40 - Curvas carga x deslocamento - modelo M1- apoio-engaste.....	53

Figura 41 - Curvas carga x deslocamento - modelo M1- apoio-apoio .....	54
Figura 42 – Curvas carga x deslocamento - modelo M2 – livre-engaste. ....	54
Figura 43 - Curvas carga x deslocamento - modelo M2 – livre-apoio. ....	54
Figura 44 - Curvas carga x deslocamento - modelo M2 – apoio-engaste. ....	55
Figura 45 - Curvas carga x deslocamento - modelo M2 – apoio-apoio.....	55
Figura 46 – Curvas carga x deslocamento - modelo M3 – livre-engaste .....	55
Figura 47 - Curvas carga x deslocamento - modelo M3 – livre-apoio .....	56
Figura 48 - Curvas carga x deslocamento - modelo M3 – apoio-engaste .....	56
Figura 49 - Curvas carga x deslocamento - modelo M3 – apoio-apoio.....	56
Figura 50 - Modelos utilizados nas análises .....	59
Figura 51 - Dimensões do Plano 1 e Plano 2 da torre.....	59
Figura 52 – Modelos M3D analisados.....	60
Figura 53 – Curva carga x deslocamento para o modelo M3D. ....	61
Figura 54 – Modelos M2D analisados.....	63
Figura 55 – Curva carga x deslocamento comparativo dos modelos 3D e 2D. ....	63
Figura 56 – Modelos M2D analisados.....	64
Figura 57 – Curva carga x deslocamento modelos M3D(1) e M2D(1).....	64
Figura 58 - Curva carga x deslocamento modelos M3D(2) e M2D(2). ....	65
Figura 59 - Curva carga x deslocamento modelos M3D(3) e M2D(3). ....	65
Figura 60 - Curva carga x deslocamento modelos M3D( <i>imperfection</i> ) e M2D( <i>Imperfection</i> ).....	65
Figura 61 - Curvas carga x deslocamento para os modelos M2D. ....	66
Figura 62 – Comparativo ABAQUS x FEMOOP M2D(1). ....	67
Figura 63 - Comparativo ABAQUS x FEMOOP M2D(2). ....	68
Figura 64 - Comparativo ABAQUS x FEMOOP M2D(3). ....	68
Figura 65 – Modelos utilizados nas análises.....	69
Figura 66 – Modelos M3 analisados.....	70
Figura 67 – Curvas Carga x Deslocamento para o modelo M3. ....	71
Figura 68 – Modelos MS2D analisados. ....	73
Figura 69 - Curva carga x deslocamento comparativo dos modelos 3D e 2D.....	73
Figura 70 - Início da plastificação na torre no modelo M3V1.....	76
Figura 71 - Gráficos gerados pela implementação. ....	78
Figura 72 - Início da plastificação na torre no modelo M3V2.....	79
Figura 73 - Gráficos gerados pela implementação. ....	81
Figura 74 – Plano onde foram colocadas as restrições laterais. ....	82
Figura 75 – Elemento onde acontece a falha no modelo M2V1.....	83
Figura 76 - Gráficos gerados pela implementação. ....	84
Figura 77 - Elemento onde acontece a falha no modelo M2V2. ....	85
Figura 78 – Gráficos gerados pela implementação. ....	86

**LISTA DE TABELAS**

<b>Tabela 1 – Carga adicional a ser considerada de acordo com a espessura da laje.....</b>	<b>26</b>
<b>Tabela 2 – Dados e resultados obtidos nos ensaios de Weesner e Jones (2001) .....</b>	<b>50</b>
<b>Tabela 3 – Condições de apoio e restrições no topo das torres. ....</b>	<b>51</b>
<b>Tabela 4 – Resultados das Análises.....</b>	<b>52</b>
<b>Tabela 5 - Características geométricas e do material .....</b>	<b>59</b>
<b>Tabela 6 - Características geométricas e do material .....</b>	<b>74</b>
<b>Tabela 7 - Características das barras críticas e esforços na plastificação.....</b>	<b>76</b>
<b>Tabela 8 - Valores obtidos para a verificação da barra.....</b>	<b>76</b>
<b>Tabela 9 - Características das barras críticas no momento da falha.....</b>	<b>77</b>
<b>Tabela 10 - Características das barras críticas no momento da plastificação. ....</b>	<b>80</b>
<b>Tabela 11 - Valores obtidos para a verificação da barra. ....</b>	<b>80</b>
<b>Tabela 12 - Características do Elemento 2.....</b>	<b>83</b>
<b>Tabela 13 - Características do Elemento 10.....</b>	<b>86</b>

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	1
<b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. Organização do Texto</b> .....	3
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	5
<b>TORRES METÁLICAS PARA ESCORAMENTOS</b> .....	5
<b>2.1. Colapsos</b> .....	8
<b>2.2. Análise Estrutural</b> .....	11
<b>2.2.1. Tipos de Análises e Não linearidades</b> .....	11
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	14
<b>ANÁLISE DE TORRES DE ESCORAMENTOS</b> .....	14
<b>3.1. Métodos dos Elementos Finitos (MEF)</b> .....	14
<b>3.1.1. Curva carga-deslocamento</b> .....	16
<b>3.1.2. Estabilidade Linearizada</b> .....	18
<b>3.2. Análise de Torres de Escoramentos</b> .....	19
<b>3.2.1. Consideração das condições de apoios</b> .....	19
<b>3.2.2. Consideração das Ligações</b> .....	22
<b>3.2.3. Consideração dos Carregamentos</b> .....	24
<b>3.2.4. Consideração dos Modelos Bidimensionais x Tridimensionais</b> .....	27
<b>3.2.5. Consideração dos Tipos de Análises e Imperfeições Iniciais</b> .....	29
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	34
<b>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE TORRES DE ESCORAMENTOS</b> .....	34
<b>4.1. Generalidades</b> .....	34
<b>4.2. Verificação da Segurança de Tubos Circulares em Aço</b> .....	37
<b>4.2.1. Verificação à Força Axial</b> .....	38
<b>4.2.2. Verificação ao Esforço Cortante</b> .....	40
<b>4.2.3. Verificação à Flexão Simples</b> .....	41
<b>4.2.4. Verificação à Flexão Composta</b> .....	43
<b>CAPÍTULO 5</b> .....	44
<b>METODOLOGIA E APLICAÇÕES</b> .....	44
<b>5.1. IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL</b> .....	44
<b>5.2. EXEMPLOS</b> .....	47
<b>5.2.1. Exemplo 1</b> .....	48
<b>5.2.2. Exemplo 2</b> .....	58
<b>5.2.2.1. Influência das Forças Nocionais no Modelo 3D</b> .....	59
<b>5.2.2.2. Comparação dos Modelos 3D e 2D</b> .....	62
<b>5.2.2.3. Influência das Forças Nocionais no Modelo 2D</b> .....	64
<b>5.2.2.4. Comparativo dos Resultados entre Programas Computacionais</b> .....	67
<b>5.2.3. Exemplo 3</b> .....	69
<b>5.2.3.1. Influência das Forças Nocionais no Modelo 3D</b> .....	69
<b>5.2.3.2. Comparação dos Modelos 3D e 2D</b> .....	72
<b>5.2.4. Exemplo 4</b> .....	74
<b>5.2.4.1. Exemplo Tridimensional</b> .....	74
<b>5.2.4.1.1. Torre sem Restrição Lateral no Topo</b> .....	75
<b>5.2.4.1.2. Torre com Restrição Lateral no Topo</b> .....	78

<b>5.2.4.2. Exemplo Bidimensional .....</b>	<b>81</b>
<b>5.2.4.2.1. Torre sem Restrição Lateral no Topo .....</b>	<b>82</b>
<b>5.2.4.2.2. Torre com Restrição Lateral no Topo .....</b>	<b>84</b>
<b>CAPÍTULO 6 .....</b>	<b>87</b>
<b>CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS .....</b>	<b>87</b>
<b>6.1. Trabalhos Futuros .....</b>	<b>89</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>90</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>93</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

Os escoramentos são estruturas provisórias responsáveis por resistir aos esforços e ações provenientes das etapas de execução da estrutura de concreto, além de limitar as deformações para que não haja grandes imperfeições na estrutura pronta. Essas ações incluem o lançamento do concreto, o peso das fôrmas e armação, peso próprio do concreto, trabalhadores, equipamentos, além de possíveis sobrecargas, que são carregamentos que atuam temporariamente na estrutura. Portanto, os escoramentos não podem sofrer deformações excessivas e nem podem perder a estabilidade.

As torres de escoramento são desenvolvidas especialmente para atender às necessidades e características das obras civis e edificações de maneira simples, com peças leves, de fácil manuseio e transporte manual, com o objetivo de garantir a segurança da estrutura de concreto até que ela se torne auto-portante. Essas características fazem com que os escoramentos sejam estruturas esbeltas ligadas por conexões de baixa rigidez, o que as torna muito propensas ao colapso por perda de estabilidade.

Segundo Peng et al. (1997a), pelo fato dessas estruturas serem temporárias, há uma escassez de estudos sobre a estabilidade e principalmente sobre a segurança dessas estruturas, ao contrário do que acontece com as estruturas permanentes. Esse fato ocorre a despeito de grande parte, talvez até a maioria, dos acidentes com estruturas de concreto acontecer durante a fase de construção.

A utilização inadequada e a falta de um projeto bem elaborado que verifique a segurança das torres de escoramento podem acarretar problemas de estabilidade, que são as principais causas de colapso dos escoramentos durante a execução da construção, como por exemplo, os acidentes ocorridos em Taiwan (Peng et al., 2009), Rio de Janeiro e São Paulo (Freitas, 2004) e Fortaleza (Rodrigues, 2010).

Esses acidentes podem causar ferimentos e perdas de vidas, além de gerar atrasos nas obras e grandes perdas financeiras. Assim, nas últimas décadas vem ganhando espaço a ideia de que torres de escoramentos são estruturas e como tal devem ser analisadas e verificadas por profissionais especializados utilizando metodologias apropriadas.

Este trabalho visa contribuir para o avanço do projeto de torres de escoramento no Brasil apresentando uma metodologia para verificação da segurança destas estruturas, uma

vez que, apesar de provisórias, elas devem ser projetadas e executadas com rigor técnico. Espera-se assim evitar ou reduzir a ocorrência de acidentes durante a construção de estruturas de concreto. Acidentes que, infelizmente, têm sido verificados com grande frequência no país (Santos, 2012; Rodrigues, 2010).

Este trabalho terá como base a NBR 15696:2009 - “*Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos*”, que estabelece algumas recomendações para o projeto de fôrmas e escoramentos no Brasil. No entanto, esta norma não detalha os procedimentos de análise e verificação em um grau suficiente para utilização prática.

Assim, buscou-se ajuda na BS 5975:2008 – “*Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of falsework*”, que é a norma britânica de escoramentos. Essa norma apresenta os procedimentos de análise e verificação de escoramentos com um grau muito maior de detalhamento que a norma brasileira, incluindo condições de contorno, carregamentos, imperfeições geométricas e de carregamento que devem ser utilizadas na verificação de torres de escoramento.

A fundamentação necessária para as considerações das não linearidades, física e geométrica, e para verificação da resistência dos membros tubulares de aço que compõem a torre foi buscada na NBR 8800:2008 – “*Projetos de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*”.

Diversos estudos feitos anteriormente por outros pesquisadores, como Peng et al. (1996b, 1996c, 1997a, 1997b, 1998, 2001, 2007 e 2009a), Chan et al. (1995, 2003 e 2004), Weesner e Jones (2001), entre outros, também servirão como apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

Diógenes (2011) realizou a análise da estabilidade de torres de escoramento utilizando modelos bidimensionais de elementos finitos de barra. Os resultados das análises possibilitaram o estudo do comportamento pós-crítico das torres e uma avaliação da influência de diversos parâmetros (imperfeição geométrica e física, número de módulos) na sua capacidade de carga.

No presente trabalho estes estudos serão aprofundados com o intuito de compreender o comportamento estrutural de alguns tipos de torres metálicas utilizadas em escoramentos, através da análise de diversos modelos computacionais. Dessa forma, serão estudados os comportamentos crítico e pós-crítico das torres através de análises não lineares, considerando os diversos tipos de condições de apoio, modelos de material e imperfeições

geométricas. Estes modelos serão comparados com resultados experimentais, além de serem comparados com outros modelos computacionais utilizados por outros autores.

Inicialmente serão feitos modelos tridimensionais, utilizando o programa comercial ABAQUS (SIMULIA, 2007) para analisá-los, sendo que posteriormente serão feitas simplificações e algumas comparações para verificar a viabilidade de utilização de modelos bidimensionais na análise de torres. Nas análises bidimensionais o programa FEMOOP (Martha e Parente, 2002) será utilizado.

Após a realização destes estudos e a obtenção de um modelo representativo da estrutura, este será utilizado para o cálculo dos esforços a que os elementos dos escoramentos estão submetidos. Estes esforços, por sua vez, serão utilizados na metodologia de verificação das torres metálicas utilizadas para escoramento.

### **1.1. Organização do Texto**

O texto deste trabalho foi dividido em 7 capítulos. O primeiro capítulo é uma breve introdução sobre as torres de escoramentos, onde se fala sobre a motivação para a realização deste estudo e os objetivos deste trabalho.

O segundo capítulo é uma revisão bibliográfica sobre as definições de sistemas de escoramentos, tipos de torres de escoramento e elementos que compõem uma torre. Nesse capítulo ainda se faz uma revisão bibliográfica sobre os colapsos de torres de escoramentos ocorridos no mundo, inclusive no Brasil e em Fortaleza-CE. Uma breve revisão sobre análise estrutural também foi incluída neste capítulo.

O terceiro capítulo fala exclusivamente da análise estrutural de torres de escoramentos, contemplando assuntos como a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) na análise de torres, além das considerações das imperfeições iniciais, carregamentos, condições de apoio, ligações e modelos bi e tridimensionais.

O quarto capítulo trata da verificação da segurança das torres de escoramentos de acordo com a NBR 8800:2008, partindo dos critérios gerais e depois particularizando para a verificação de tubos circulares, incluindo neste caso as verificações quanto à força axial, ao esforço cortante, à flexão simples e à flexão composta.

O quinto capítulo trata da descrição da implementação automatizada no MATLAB, abrangendo ainda a metodologia e os resultados de todos os exemplos realizados neste trabalho.

O sexto capítulo trata das conclusões obtidas nesta pesquisa, além de citar possíveis estudos que podem ser feitos em trabalhos futuros.

Finalmente, o sétimo e último capítulo apresenta todas as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

## CAPÍTULO 2

### TORRES METÁLICAS PARA ESCORAMENTOS

Segundo a NBR 15696:2009, os escoramentos são estruturas provisórias, que devem ter a capacidade de resistir e transmitir às suas bases de apoio todas as ações provenientes das cargas permanentes e variáveis resultantes do lançamento do concreto fresco sobre as fôrmas horizontais e verticais, até que o concreto esteja curado e se torne autoportante.

Freire e Sousa (2001) definem o cimbramento como o conjunto de elementos que absorve ou transfere para um local seguro as cargas que atuam nas fôrmas. Este cimbramento pode ser dividido em quatro grupos: o vigamento que são peças horizontais sujeitas a esforços de flexão originados por carregamentos verticais; o travamento que são peças verticais ou horizontais sujeitas a esforços de tração originados por carregamentos horizontais; as mãos francesas que são peças inclinadas para contenção horizontal; e o escoramento que é definido como peças verticais sujeitas predominantemente aos esforços de compressão.

Os sistemas de escoramento mais comuns são do tipo pontual e do tipo torre. No caso do tipo torre, este é geralmente utilizado para escoramentos com altura maior que 4,5m ou para cargas elevadas, enquanto, para altura menor que 4,5m, utiliza-se o sistema pontual com elementos verticais isolados de madeira ou de metal. A Figura 1 mostra escoras pontuais e torres metálicas utilizadas na construção de um edifício em concreto.



Figura 1 - Torres metálicas e escoras pontuais de escoramento em uma obra em Fortaleza (Bezerra, 2009)

Também segundo a NBR 15696:2009, as torres metálicas são estruturas tubulares compostas geralmente por quadros metálicos soldados, tubos telescópicos, tubos e hastes

reguláveis através de roscas, base inferior, suportes superiores para a viga e acessórios de ligação.

Peng et al. (2009a) ressaltaram que as torres de aço podem ser usadas com duas finalidades durante a construção dos edifícios, uma é atuar como sistema de "andaime" para acabamento da fachada, enquanto a outra é funcionar como um "sistema de escoramento" em apoio a cargas de construção. No caso deste trabalho, a torre será aplicada como um "sistema de escoramento", funcionando como um sistema de cimbramento de apoio à construção suportando cargas durante a execução de estruturas de concreto com pé-direito elevado.

A Figura 2 mostra torres de aço atuando como sistema de andaimes para execução de serviços de fachada. Neste caso, o sistema é erguido apenas em uma única linha com contraventamento em uma única direção.



Figura 2 – Sistema de andaimes.

A Figura 3 mostra uma torre de aço para uso como um "sistema de escoramento" de apoio de cargas de construção de laje. Quando o sistema é usado como um "sistema de escoramento", ele é construído em várias linhas e existe contraventamento em ambas as direções. Outra diferença significativa é que as torres de escoramento podem ser submetidas a cargas elevadas, enquanto os andaimes normalmente estão submetidos a cargas menores como o peso dos trabalhadores e materiais durante a execução de serviços de acabamento de fachadas.



Figura 3 - Conjunto de torres de aço para suporte de fôrma em obra (Peng et al., 2009a)

Existem no mercado vários modelos de torres de escoramento, desenvolvidos para atender às necessidades e características da Construção Civil, utilizando peças leves, de fácil transporte e montagem nas obras. A Figura 4 mostra alguns tipos de quadros usualmente utilizados.

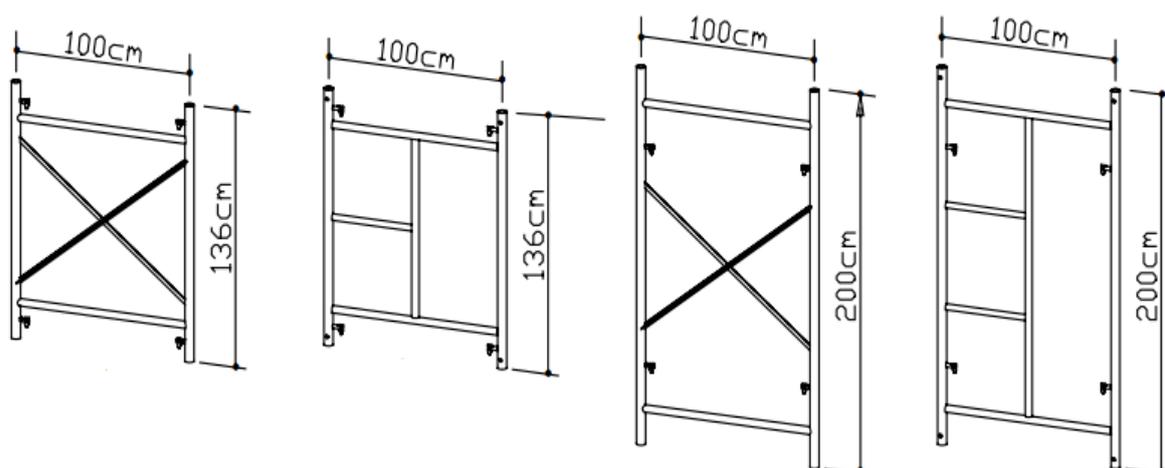


Figura 4 – Tipos de quadros metálicos (SH fôrmas, andaimes e escoramentos)

A Figura 5 ilustra uma torre de escoramento formada por quadros, e mostra os elementos que compõem esses quadros, que são usados como unidade modular básica das torres. Esses elementos são basicamente as conexões tipo luva (*sleeve joints*), que unem as colunas de uma unidade modular a outra, as bases de apoio (*jack base*) que são constituídas por uma haste rosqueada para permitir o nivelamento da torre e uma placa de base de aço instalada na base do cimbramento para garantir um bom contato com a base e também para distribuir as forças de reação de maneira mais uniforme no solo e entre os apoios. Os quadros são frequentemente interligados por diagonais de contraventamento (*cross-braces*) para melhorar a estabilidade das torres. No topo da torre há os forçados (*adjustable shoring heads*) que são usados para dar sustentação e estabilidade para as vigas e lajes.

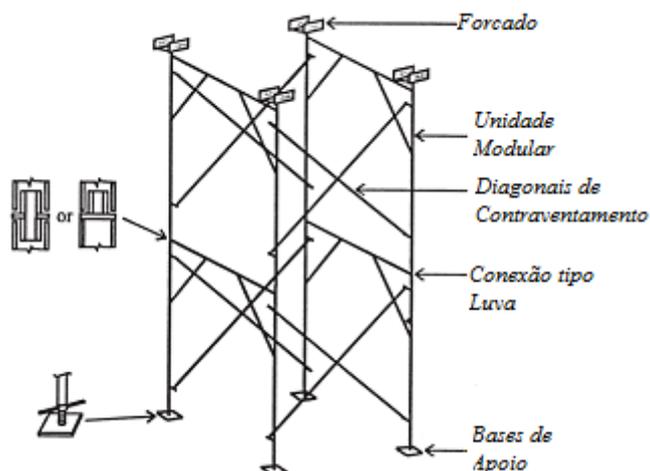


Figura 5 – Torre de Escoramento com seus elementos componentes (Adaptada de Peng et al.,1998)

## 2.1. Colapsos

Segundo Peng et al. (1996b), o tempo de vida de uma estrutura de concreto pode ser, geralmente, dividido em três etapas: a etapa de construção, a etapa de utilização e a etapa de recuperação ou reforma da estrutura. Verifica-se que a maioria dos acidentes ocorre durante a etapa de construção, principalmente durante o lançamento do concreto fresco.

Hadipriono (1985) observou colapsos ocorridos em estruturas de edifícios de pequeno porte (até quatro pavimentos) e de grande porte (múltiplos pavimentos) ocorridos nos Estados Unidos cujas causas foram problemas ocorridos durante a construção e/ou projetos mal elaborados, no qual 33% desses colapsos se deram devido à falha dos escoramentos. Esse mesmo panorama ocorre no Brasil e em diversos países.

Os projetos de escoramentos deveriam possuir um maior rigor técnico. No entanto, isto não ocorre. Esses projetos normalmente são desprezados pelos engenheiros, que geralmente deixam que o processo de escoramento seja definido com base na experiência do construtor e na urgência do início da obra. Por outro lado, as normas também deveriam explicitar com maior clareza o processo de dimensionamento, verificação e detalhamento dessas estruturas.

Além do lançamento do concreto e deficiências no projeto, existem também outras causas para a ocorrência de falhas nos cimbramentos, como a remoção imprópria ou prematura dos cimbramentos, componentes com defeito, conexões impróprias, fundações inadequadas e a falta de interação das partes envolvidas na revisão do projeto e na execução dos cimbramentos. Em muitos casos os construtores não seguem o projeto de construção dos cimbramentos e o engenheiro responsável pela execução da obra omite o

trabalho de verificação dos mesmos. A Figura 6 mostra um caso de colapso de torre de andaime no sul de Taiwan.



Figura 6 - Colapso de torre de andaimes no sul de Taiwan (Peng et al., 2009a)

No Brasil há casos de incidentes ocasionados por falhas no sistema de escoramento. Freitas (2004) cita dois casos de colapsos no Brasil. O primeiro ocorreu em 1993, em um anexo do Hotel Intercontinental no Rio de Janeiro, causando a morte de dois operários e deixando onze feridos. O segundo colapso ocorreu em 1994 em um prédio na zona norte da cidade de São Paulo, após a remoção das escoras do segundo pavimento e resultou na morte de três operários.

Muito recentemente, já no início do ano de 2012, ocorreu um desabamento de uma laje de um prédio em construção, ocasionando a morte de um operário e ferindo outros onze funcionários (Figura 7).



Figura 7 – Colapso da laje de um edifício em construção (Santos, 2012)

No Ceará, também há casos recentes similares a esses, como o ocorrido em 2008, na qual a construção da estrutura de concreto do viaduto de acesso a Praia do Iguape na CE-040 que era suportada por cimbramento de madeira desabou ferindo 5 operários. A precariedade do cimbramento utilizado fica claro na foto do viaduto após o acidente mostrado na Figura 8.



Figura 8 - Colapso de torre de escoramento de madeira utilizada na construção do viaduto na rodovia CE-040 (Diário do Nordeste, 2008).

Em 2010, o desabamento de uma estrutura de escoramento levou à queda de uma laje em um canteiro de obras do Metrô de Fortaleza (Metrofor) matando dois operários e ferindo gravemente um (Rodrigues, 2010). A Figura 9 mostra esse acidente.



Figura 9 - Colapso da laje da obra do Metrô de Fortaleza (Rodrigues, 2010).

## **2.2. Análise Estrutural**

A análise estrutural consiste em obter a resposta da estrutura devido às ações que lhe foram aplicadas, ou seja, consiste em calcular os deslocamentos e os esforços solicitantes, além das deformações, frequências e cargas críticas que atuam na estrutura devido ao carregamento externo. Os resultados obtidos na análise influenciam diretamente nas etapas posteriores do projeto, o que significa que uma análise imprecisa ou extremamente simplificada pode gerar respostas incompatíveis com a realidade.

Segundo a NBR 8800:2008, a análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes. Um bom modelo estrutural precisa contemplar considerações importantes, como as propriedades do material e o seu comportamento não linear, a rigidez da ligação entre os elementos, o uso adequado das ações e carregamento nas estruturas.

Um dos métodos mais utilizados para análise estrutural é o Método dos Elementos Finitos (MEF), que segundo Cook et al. (2002), é um procedimento numérico para análise de estruturas e meios contínuos, que soluciona problemas muito complicados de serem resolvidos satisfatoriamente por métodos clássicos de análise. Os resultados raramente são exatos, mas os erros são diminuídos com o uso de mais elementos finitos (discretização), tornando os resultados precisos o suficiente para fins de engenharia a um custo razoável.

Basicamente o método consiste em criar um modelo estrutural no computador e dividir esse modelo em uma malha com pequenos elementos finitos. Esses elementos são baseados em teorias estruturais, como a teoria das vigas, e formulações matemáticas apropriadas. Assim, para cada caso de análise poderá ser empregado um elemento finito apropriado. Mais adiante, o MEF e a formulação dos elementos utilizada nas análises realizadas serão discutidos.

### **2.2.1. Tipos de Análises e Não linearidades**

O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do comportamento do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura. A maioria das análises de estruturas considera que os materiais apresentam comportamento elástico linear, isto é, seguem a lei de Hooke. Contudo, a maioria dos materiais apresentam curvas tensão-deformação não linear, exceto para tensões muito baixas. As barras e perfis

utilizados em estruturas metálicas apresentam imperfeições decorrentes das tensões residuais oriundas dos processos de fabricação. Tais tensões alteram o diagrama tensão-deformação do material, reduzindo o trecho de comportamento elástico linear e aumentando a não linearidade do material. A não linearidade causada pelo comportamento do material é conhecida como não linearidade física.

Segundo a NBR 8800:2008, em relação ao efeito dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por análises lineares (análises de primeira ordem) ou por análises não lineares (análises de segunda ordem), sendo que a última é mais apropriada para a verificação da estabilidade. A não linearidade devido ao efeito dos deslocamentos é conhecida como não linearidade geométrica.

Segundo Souza (2010), a análise em primeira ordem pressupõe o equilíbrio da estrutura em sua posição inicial indeformada, enquanto a análise de segunda ordem considera o equilíbrio da estrutura em sua posição deformada. A rigor, apenas a análise não linear geométrica é correta, já que a estrutura só encontra seu estado de equilíbrio após se deformar devido às ações externas.

Contudo, a linearidade geométrica pode ser considerada quando as mudanças na configuração inicial devido aos deslocamentos da estrutura são pequenas, de modo a permitir o uso de relações deformação-deslocamento lineares. Por outro lado, quando os deslocamentos não forem pequenos, a variação de esforços entre a configuração inicial e final da estrutura poderá ser significativa. Nesse caso é fundamental considerar a não linearidade geométrica.

Os efeitos causados pela consideração do equilíbrio na posição deformada são usualmente chamados de efeitos de 2ª ordem globais ( $P-\Delta$ ) e locais ( $P-\delta$ ) nos elementos constituintes. Esses efeitos são oriundos dos deslocamentos que geram esforços adicionais e alteram os próprios deslocamentos, caracterizando um comportamento geometricamente não linear. A Figura 10 ilustra esses efeitos.

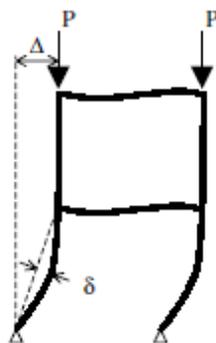


Figura 10 - Efeitos de segunda ordem  $P-\Delta$  e  $P-\delta$  (Chan et al, 2003).

Nas estruturas de aço pode haver imperfeições iniciais na geometria devido ao desaprumo da estrutura e/ou falta de alinhamento dos elementos que a constituem. No primeiro caso são denominadas imperfeições globais e decorrem quase sempre dos processos de montagem da estrutura. No segundo caso são denominadas imperfeições locais, que decorrem geralmente dos processos de fabricação de elementos de aço.

Essas imperfeições precisam ser consideradas no modelo estrutural para análise, pelo fato de que a capacidade de carga da estrutura diminui conforme as imperfeições aumentam (Chajes, 1974; Bazant e Cedolin, 1991), podendo levar a estrutura a uma perda de estabilidade.

Portanto, é preciso considerar as imperfeições iniciais na estrutura. Sendo que para considerá-las, deve-se recorrer às normas nacionais vigentes, como a NBR 8800:2008 e a NBR 15696:2009, além de normas internacionais como a AISC 360-10:2010 – *“Specification for structural steel buildings”* e a BS 5975:2008 – *“Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of falsework”*.

## CAPÍTULO 3

### ANÁLISE DE TORRES DE ESCORAMENTOS

#### 3.1. Métodos dos Elementos Finitos (MEF)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um procedimento numérico para análise de estruturas e meios contínuos que permite resolver de forma satisfatória problemas cuja solução por métodos clássicos de análise é difícil ou até impossível.

Segundo Cook et al. (2002), o Método dos Elementos Finitos envolve uma sequência de passos, onde alguns requerem decisões tomadas pelo analista e inseridas no programa de computador utilizado para a análise e outros são automaticamente gerados pelo próprio programa. De início, é necessário dividir o domínio do problema que representa a estrutura real em um número discreto de regiões pequenas de geometria simples, os chamados *elementos finitos*, ligados entre si por pontos nodais denominados *nós*. Esse processo é conhecido como *discretização* e é um conceito básico do MEF. A região gerada a partir do processo de discretização é a *malha* de elementos finitos.

Os deslocamentos no interior do elemento são então interpolados em termos dos deslocamentos dos nós, os quais são considerados como as coordenadas generalizadas do sistema. Esse é o modelo mais simples e mais utilizado de elementos finitos, conhecido como Modelo de Deslocamentos. Nesse modelo, as equações de equilíbrio do modelo de elementos finitos podem ser obtidas utilizando o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) ou o Princípio da Energia Potencial Total Estacionária (PEPTE).

As equações de equilíbrio não lineares de um modelo de elementos finitos podem ser escritas como:

$$\mathbf{r}(\mathbf{u}) = \mathbf{g}(\mathbf{u}) - \lambda \mathbf{f} = \mathbf{0} \quad (1)$$

em que  $\mathbf{u}$  é o vetor de deslocamentos nodais,  $\mathbf{r}$  é o vetor de forças desbalanceadas (resíduo),  $\mathbf{g}$  é o vetor de forças internas,  $\mathbf{f}$  é o vetor de forças externas e  $\lambda$  é o fator de carga. Nota-se que nesta equação a carga total é dada pelo produto entre o fator de carga e o vetor de carga de referência. Aumentando o fator de carga controla-se a variação da força externa total.

De acordo com o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) o equilíbrio de um corpo ocorre quando o trabalho virtual interno ( $\delta W_{int}$ ) é igual ao trabalho virtual externo ( $\delta W_{ext}$ ):

$$\delta W_{\text{int}} = \delta W_{\text{ext}} \quad (2)$$

para qualquer campo de deslocamento virtual arbitrário. O trabalho virtual externo leva ao vetor de forças nodais equivalentes em um processo que é essencialmente o mesmo utilizado em problemas lineares. Por outro lado, o trabalho interno leva a determinação do vetor das forças internas

$$\delta W_{\text{int}} = \int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^t \boldsymbol{\sigma} dV = \delta \mathbf{u}^t \mathbf{g} \Rightarrow \mathbf{g} = \int_V \bar{\mathbf{B}}^t \boldsymbol{\sigma} dV \quad (3)$$

em que  $\delta \mathbf{u}$  são os deslocamentos virtuais,  $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$  são as deformações virtuais e  $\bar{\mathbf{B}}$  é uma matriz definida através da relação

$$\delta \boldsymbol{\varepsilon} = \bar{\mathbf{B}} \delta \mathbf{u} \Rightarrow \bar{\mathbf{B}} = \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial \mathbf{u}} \quad (4)$$

É importante notar que os dois tipos de não linearidade influenciam no cálculo do vetor de forças internas. A não linearidade geométrica é considerada através da matriz  $\bar{\mathbf{B}}$ , que depende dos deslocamentos nodais, uma vez que a relação entre os deslocamentos e as deformações é não linear (e.g. deformações de Green-Lagrange). Por outro lado, a não linearidade física é considerada através da relação  $\boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon})$  que depende do modelo constitutivo utilizado para representar o comportamento mecânico do material da estrutura.

Utilizando o método de Newton-Raphson para resolver as equações não lineares de equilíbrio é necessário linearizar o vetor de forças internas  $\mathbf{g}(\mathbf{u})$  em relação aos incrementos de deslocamentos  $d\mathbf{u}$ . Portanto:

$$d\mathbf{g} = \int_V \bar{\mathbf{B}}^t d\boldsymbol{\sigma} dV + \int_V d\bar{\mathbf{B}}^t \boldsymbol{\sigma} dV = \mathbf{K}_t d\mathbf{u} \quad (5)$$

sendo  $\mathbf{K}_t$  a matriz de rigidez tangente. O incremento de tensão  $d\boldsymbol{\sigma}$  é dado por:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}_t d\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{C}_t \bar{\mathbf{B}} d\mathbf{u} \quad (6)$$

em que  $\mathbf{C}_t$  é a matriz constitutiva tangente. Caso o material seja elástico linear, esta matriz é constante ( $\mathbf{C}_t = \mathbf{C}$ ). Substituindo a Eq. (6) na Eq. (5), tem-se:

$$d\mathbf{g} = \int_V \bar{\mathbf{B}}^t \mathbf{C}_t \bar{\mathbf{B}} dV d\mathbf{u} + \int_V d\bar{\mathbf{B}}^t \boldsymbol{\sigma} dV = (\mathbf{K}_e + \mathbf{K}_\sigma) d\mathbf{u} \Rightarrow \mathbf{K}_t = \mathbf{K}_e + \mathbf{K}_\sigma \quad (7)$$

onde  $\mathbf{K}_e$  é conhecida como matriz de rigidez elástica e  $\mathbf{K}_\sigma$  é conhecida como matriz de rigidez geométrica ou das tensões iniciais (Crisfield, 1991). A matriz de rigidez elástica é então dada por

$$\mathbf{K}_e = \int_V \bar{\mathbf{B}}' \mathbf{C} \bar{\mathbf{B}} dV \Rightarrow \mathbf{K}_e = \mathbf{K}_0 + \mathbf{K}_L(\mathbf{u}) \quad (8)$$

onde  $\mathbf{K}_L$  é a matriz de rigidez linear e  $\mathbf{K}_0$  é a matriz de rigidez inicial. É importante notar que a forma real das matrizes  $\bar{\mathbf{B}}$ ,  $\mathbf{K}_L$ ,  $\mathbf{K}_0$  e  $\mathbf{K}_\sigma$  dependem da formulação dos elementos utilizados e não será apresentada aqui. A obtenção destas matrizes para o elemento de pórtico plano corrotacional disponível no programa FEMOOP e utilizado neste trabalho é apresentada com detalhes por Crisfield (1991).

### 3.1.1. Curva carga-deslocamento

A trajetória de equilíbrio de uma estrutura pode ser apresentada como uma curva carga-deslocamento. Essa curva corresponde ao conjunto de pontos  $(\mathbf{u}, \lambda)$  que satisfazem o equilíbrio, isto é, a Eq. (1). Essa curva pode ser considerada como uma forma de representação gráfica da resposta não linear de uma estrutura. Dessa curva pode-se retirar como principal informação a carga crítica da estrutura e o deslocamento referente a esta carga, como ilustrado na Figura 11.

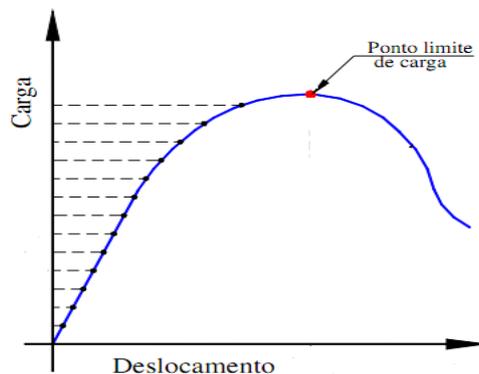


Figura 11 - Curva carga-deslocamento com ponto limite de carga.

Crisfield (1991) comenta sobre uma técnica usada em problemas não lineares, onde a análise pode ser realizada partindo-se da configuração inicial da estrutura e determinando os deslocamentos, tensões e esforços à medida que a carga é aumentada até um valor máximo, chamado de ponto limite de carga (Figura 11). Essa técnica, conhecida como Controle de Carga, aplica incrementos de carga definidos pelo analista, a fim de determinar o caminho de equilíbrio da estrutura. No entanto, esse método é incapaz de traçar o caminho de equilíbrio após o ponto limite de carga.

Crisfield (1991) diz que muitas vezes a resposta da análise de uma estrutura antes de se alcançar pontos críticos (pontos limites ou pontos de bifurcação) é suficiente para os propósitos de projeto, mas a determinação da resposta no intervalo pós-crítico é essencial para estudar o comportamento da estrutura. Nesse caso, a implementação computacional deve ter a capacidade de detectar esses pontos críticos e seguir a trajetória de equilíbrio além desses pontos, o que chamamos de caminho pós-crítico.

Diversos procedimentos de solução têm sido propostos para se traçar as trajetórias de equilíbrio até e além dos pontos críticos. Devido à não linearidade da resposta é necessário utilizar um procedimento incremental-iterativo para determinar os deslocamentos correspondentes à carga aplicada.

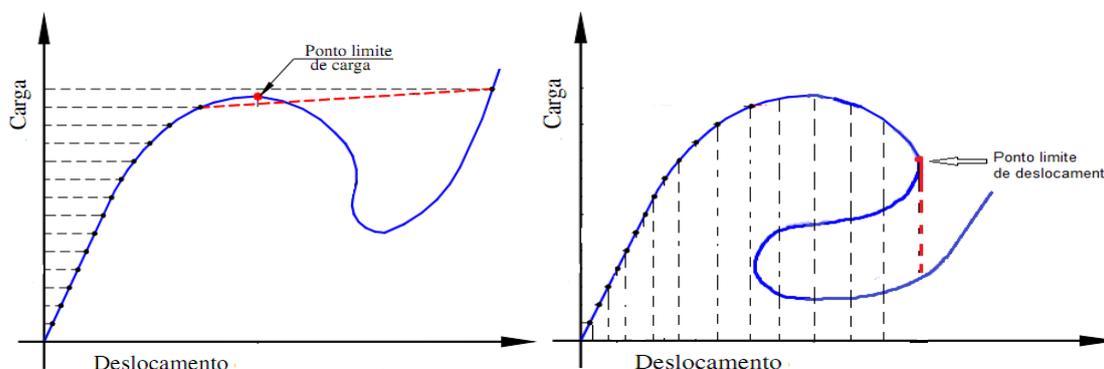


Figura 12 - Fenômeno do *snap-through* e *snap-back*.

Dois fenômenos podem acontecer no caminho pós-crítico, o *snap-through* e o *snap-back*, ambos ilustrados na Figura 12. O *snap-through* é caracterizado quando a estrutura se encontra no ponto limite e é submetida a um pequeno acréscimo de carga, consistindo em uma “*passagem dinâmica*” da estrutura para uma configuração de equilíbrio afastada e estável. Do mesmo modo, é caracterizado o *snap-back*, só que em relação aos deslocamentos.

Um dos métodos mais utilizados para traçar caminhos de equilíbrio não lineares até os pontos limites é resultado da combinação da técnica de Controle de Carga com as iterações de Newton-Raphson (Crisfield, 1991; Cook et al., 2002) para resolver o sistema de equações lineares em cada incremento de carga. Pode ser utilizado tanto o método de *Newton-Raphson Padrão* (NRP) ou de *Newton-Raphson Modificado* (NRM), diferindo somente pelo fato de que no NRP, a matriz de rigidez tangente é atualizada a cada iteração e no NRM, a matriz de rigidez tangente é mantida constante durante todo o incremento (Crisfield, 1991).

Uma alternativa para ultrapassar pontos limites de carga é o Método do Controle de Deslocamentos (Batoz e Dhatt, 1979), contudo este método falha no caso de estruturas que apresentam pontos limite de deslocamentos (*snap-back*). Um método muito utilizado para análise não linear de estruturas é o Método do Comprimento de Arco, pois este método tem a capacidade de ultrapassar pontos limite de carga e deslocamento (Crisfield, 1991).

### 3.1.2. Estabilidade Linearizada

Neste caso, realiza-se inicialmente uma análise linear da estrutura submetida à carga de referência  $\mathbf{f}$  para determinar as tensões e a matriz de rigidez geométrica correspondente  $\bar{\mathbf{K}}_\sigma$ . Admitindo-se que os deslocamentos pré-críticos são desprezíveis, a distribuição de tensões permanece constante se a carga for multiplicada por um fator de carga  $\lambda$ , com as tensões correspondentes sendo obtidas multiplicando as tensões de referência por esse fator (Cook et al., 2002 e Bathe, 1996). O mesmo ocorre com a rigidez geométrica:

$$\mathbf{K}_\sigma = \lambda \bar{\mathbf{K}}_\sigma \quad (9)$$

Nota-se ainda que, desprezando os deslocamentos pré-críticos, a matriz de rigidez elástica se reduz à matriz de rigidez inicial  $\mathbf{K}_0$ .

Para que a flambagem ocorra é necessário que a matriz de rigidez tangente seja singular, ou seja:

$$|\mathbf{K}_t| = 0 \Rightarrow |\mathbf{K}_0 + \lambda_{cr} \bar{\mathbf{K}}_\sigma| = 0 \quad (10)$$

Alternativamente, os pontos críticos são caracterizados pela condição de que pelo menos um autovalor da matriz de rigidez tangente deve ser nulo. Logo, a carga crítica pode ser calculada resolvendo o problema de autovalor generalizado:

$$(\mathbf{K}_0 + \lambda_{cr} \bar{\mathbf{K}}_\sigma) \mathbf{v} = 0, \quad |\mathbf{v}| \neq 0 \quad (11)$$

Na equação anterior, o autovalor  $\lambda_{cr}$  representa o fator de carga crítico e o autovetor  $\mathbf{v}$  representa o modo de flambagem associado. O vetor final é dado por:

$$\mathbf{f}_{cr} = \lambda_{cr} \mathbf{f} \quad (12)$$

em que  $\mathbf{f}$  é o vetor de carga de referência.

### 3.2. Análise de Torres de Escoramentos

Alguns autores estudaram e analisaram vários tipos de torre de escoramento com variadas composições de elementos, diversos carregamentos e diferentes considerações sobre as suas condições de apoio.

Weesner e Jones (2001) analisaram experimentalmente a capacidade de carga de quatro tipos de torres metálicas, todas com três andares compostas por módulos tipo porta (*door-type*), variando apenas as dimensões das barras que as compõem. Com isso foram obtidos valores de cargas críticas para cada tipo de torre testada.

Huang et al. (2000) também avaliaram experimentalmente a capacidade de carga de algumas torres. Ambos os experimentos foram utilizados para comparações com análises computacionais em diversos outros trabalhos.

#### 3.2.1. Consideração das condições de apoios

Em relação às condições de apoios, a NBR 1569:2009 não aborda nenhum método de como considerar as condições de apoio ou as restrições laterais no topo das torres metálicas.

Sendo assim, a BS 5975:2008 será utilizada. Segundo a mesma, para garantir a estabilidade dos escoramentos, esses devem ser projetados para resistir a uma carga mínima ( $F_H$ ) agindo horizontalmente no topo da estrutura. Essa carga, que é definida no item 3.2.3 (Forças Horizontais Aplicadas), deve ser resistida pelas restrições adequadamente ( $R_H$ ).

Os dois casos mais comuns de restrições estão mostrados nas figuras a seguir e representam estruturas com o topo sem restrições laterais (Figura 13) e estruturas com o topo com restrições laterais (Figura 14), respectivamente.

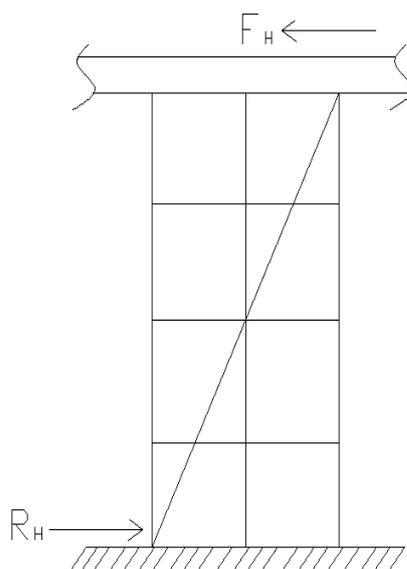


Figura 13 – Topo sem restrição lateral.

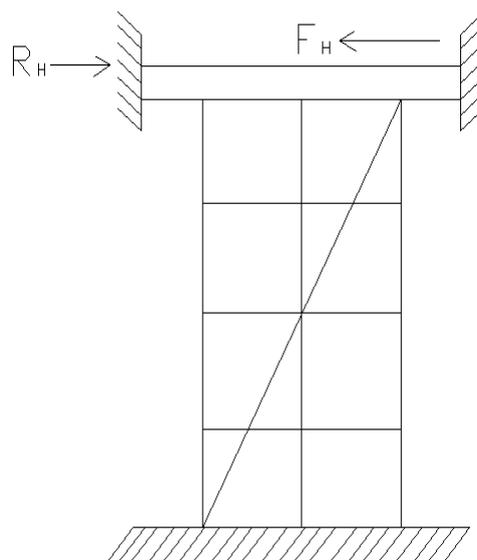


Figura 14 – Topo com restrição lateral.

Quando a torre possuir restrição lateral no topo, o cimbramento no topo do escoramento deve funcionar como um diafragma rígido que deve fornecer a contenção lateral suficiente para evitar qualquer movimento nas direções  $x-x$  e  $y-y$ . O travamento lateral do diafragma pode ser fornecido pelos pilares da estrutura de concreto, normalmente executados antes das vigas e laje escoradas, desde que esses pilares tenham rigidez suficiente.

Dessa forma, deve-se observar na obra as condições de restrições laterais que podem ser consideradas. As figuras a seguir mostram os vários arranjos que são encontrados em campo e como as forças podem ser aplicadas em cada caso.

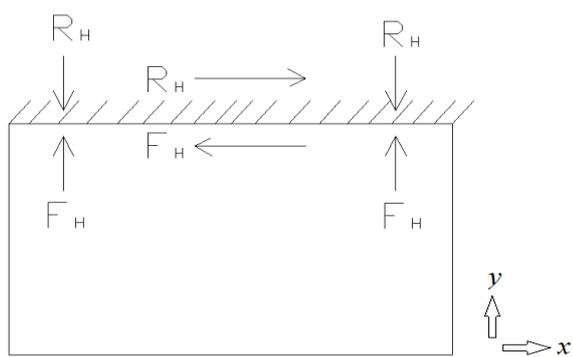


Figura 15 – Restrição lateral em apenas um lado.

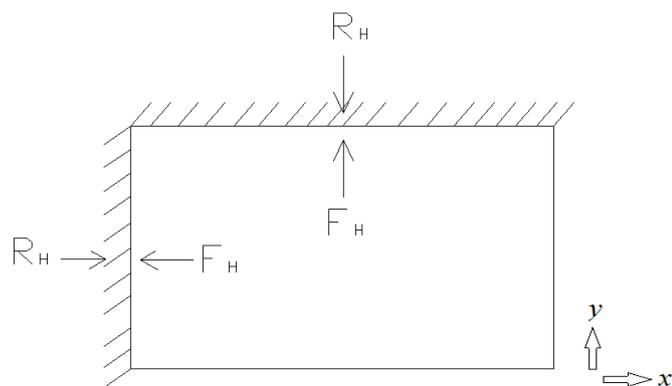


Figura 16 – Restrição lateral em dois lados perpendiculares.

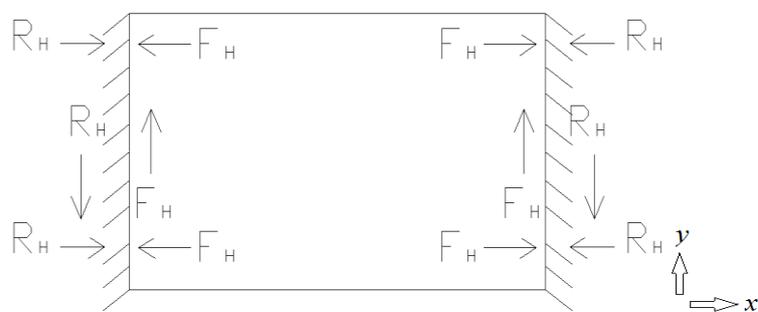


Figura 17 – Restrição lateral em dois lados paralelos.

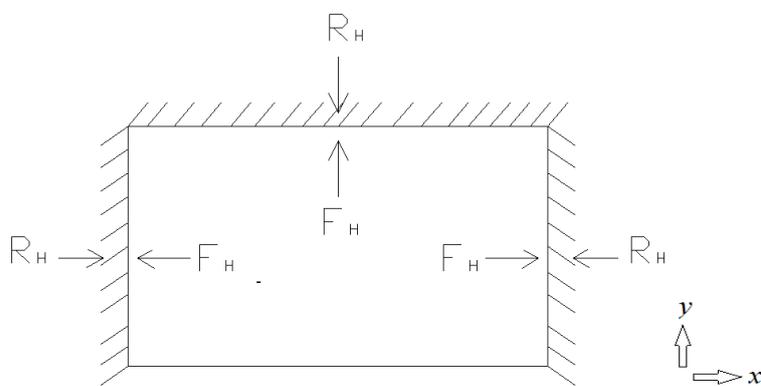


Figura 18 – Restrição lateral em três lados.

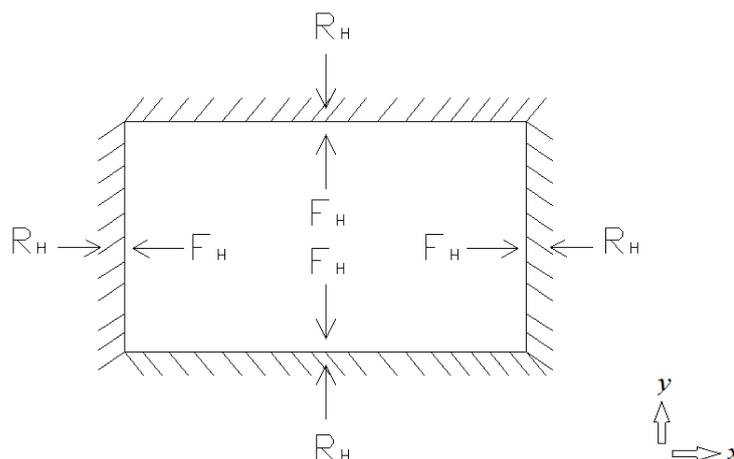


Figura 19 – Restrição lateral nos quatros lados.

Provavelmente, a maior dificuldade para modelar de forma realista uma torre de escoramento é saber quais condições de apoio elas possuem e quais suas restrições no topo. Sendo assim, Yu et al. (2004) analisaram alguns modelos computacionais variando as condições de apoio entre rígidas e flexíveis, e variando a condição no topo da torre entre sem restrição lateral e com restrição lateral. Desta forma eles estudaram as influências destas condições na capacidade de carga das torres. Os resultados destas análises foram comparados com os ensaios experimentais de Weesner e Jones (2001).

Neste trabalho, também foram feitos modelos variando as condições de apoio e restrições no topo da torre, e os resultados obtidos foram comparados com os de Yu et al. (2004), além de serem comparados também, com os resultados experimentais de Weesner e Jones (2001). Essas comparações foram utilizadas para validar os modelos utilizados nas análises e seus resultados são encontrados no item 5.2.1.

### 3.2.2. Consideração das Ligações

Segundo Baldissera (2006), as ligações são dispositivos utilizados para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes em todas as fases de utilização, dentro das condições de projeto. Por este motivo, é de suma importância a forma da ligação entre os elementos da torre. No caso dos escoramentos metálicos estas ligações são feitas por diferentes dispositivos variando entre modelos e fabricantes. Do ponto de vista estrutural essas ligações podem ser classificadas em rígidas, articuladas ou semi-rígidas.

As ligações articuladas ou flexíveis são capazes de transmitir forças internas, sem, contudo, transmitirem momentos significativos. Portanto, considera-se que essas ligações

possuem uma rotação relativa livre. Na prática, esse é o caso de barras ligadas por parafusos e pinos, muito usadas para contraventamento.

As ligações rígidas são aquelas em que a rotação relativa entre as barras é nula. Dessa forma, essas ligações são capazes de transferir todo o momento de uma barra para a outra. Nos escoramentos essas ligações ocorrem principalmente entre os membros dos quadros que são unidos por solda. As ligações das barras verticais entre 2 módulos realizadas por encaixe de uma barra dentro de outra ou por luvas de união também podem ser consideradas rígidas se o comprimento de traspasse for suficientemente longo.

As ligações semi-rígidas caracterizam-se por permitirem, mas não totalmente, a rotação relativa ( $\phi$ ) entre as barras. Desta forma, as ligações semi-rígidas transmitem parcialmente os momentos ( $M$ ) entre as barras. Esta ligação é intermediária entre a rígida e a flexível, como ilustrado na Figura 20.

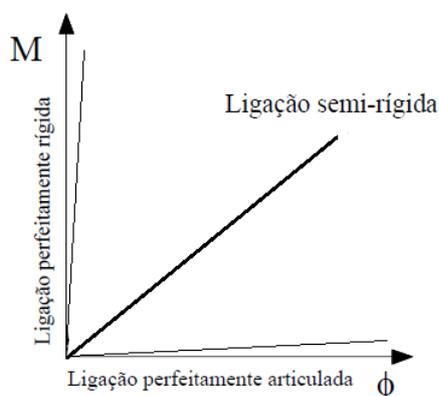


Figura 20- Diagrama momento fletor – rotação relativa (Baldiissera, 2006).

No entanto, as ligações entre os elementos da torre são consideradas como articuladas ou rígidas. Essa simplificação geralmente ocorre pelo fato da dificuldade em determinar a rigidez ( $K_\phi = M/\phi$ ) da ligação, tendo em vista que esta precisa ser obtida através de ensaios experimentais em laboratório, simulações numéricas ou modelos analíticos sofisticados.

Chan et al. (1995) fizeram um estudo onde se variava a rigidez das ligações a fim de estudar a influência das mesmas para a estabilidade das torres. Para isso analisaram torres metálicas e consideraram a ligação entre as barras verticais e as diagonais como flexível, utilizando *pinos*. As ligações rígidas foram consideradas apenas quando os elementos eram soldados, como no caso das ligações entre as barras verticais e horizontais dos quadros. Já para as bases de apoio de cada módulo do escoramento foram consideradas ligações semi-rígidas, onde foram adotados valores experimentais para a rigidez da ligação.

Nesse estudo eles chegaram a conclusão de que a rigidez da ligação varia de zero (flexível) ao infinito (rígida) quando o fator de comprimento efetivo  $K$  muda de 0,5 (apoio

fixo) à 1,0 (pino). A Figura 21 mostra a influência das ligações na capacidade de carga do escoramento.

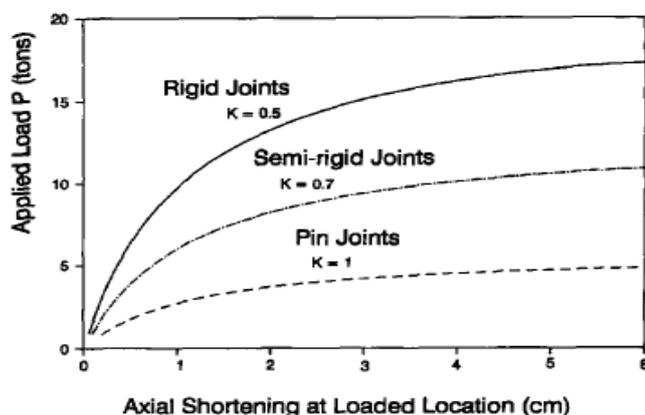


Figura 21- Curva carga x deslocamento de um escoramento com três andares (Chan et al., 1995)

Na análise estrutural, a rigidez da ligação pode ser simulada por meio de molas de rotação com rigidez equivalente à rigidez ( $K_{\phi}$ ) da ligação em questão. Consequentemente, essa consideração leva a diferentes distribuições de esforços na estrutura e a diferentes trajetórias de equilíbrio, influenciando também a estabilidade da estrutura (Souza, 2010). Peng *et al.* (1996b), em um de seus trabalhos, utilizaram esses tipos de molas para considerar a continuidade das articulações.

Devido à complexidade de simular ligações semi-rígidas e, principalmente, à ausência de dados experimentais sobre a rigidez destas ligações, todas as ligações entre os membros dos quadros soldados e entre os componentes verticais serão consideradas rígidas e as ligações das diagonais serão consideradas flexíveis. Em relação às bases de apoio, será estudada a influência de se considerar uma ligação rígida ou flexível.

### 3.2.3. Consideração dos Carregamentos

Peng et al. (1996b, 1996c, 1997a, 1997b, 1998, 2001) investigaram a capacidade de carga e modos de falha de diversos cimbramentos, variando de um até 5 módulos. Segundo Peng et al. (1997a), os colapsos na estrutura ocorrem durante o processo de colocação do concreto fresco, e o efeito desta carga foi simulado por sacos de areia em uma laje de 20 cm. Esses sacos foram colocados em diversas posições a fim de obter os caminhos de carga mais críticos.

Peng et al. (2007) analisaram a influência da geometria do carregamento em sistemas de escoramentos, considerando o carregamento como uniforme, triangular e trapezoidal, conforme Figura 22, e também analisaram a dinâmica da aplicação da carga, no caso, como estática e incremental, conforme Figura 23.



Figura 22 - Tipos de carregamentos (Peng et al., 2007).

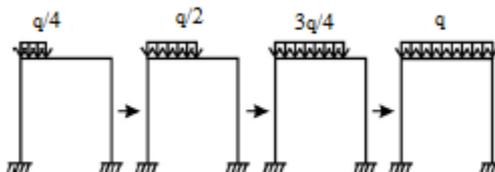


Figura 23 - Aplicação de carregamento incremental (Peng et al., 2007).

Peng et al. (2009) investigaram o efeito da carga excêntrica em torres de escoramento e como resultado obtiveram que a carga crítica de uma estrutura com carga excêntrica é menor em relação à centralizada.

Estes estudos mostram que em uma análise pode haver vários tipos de considerações para o seu carregamento. É muito importante a consideração adequada do valor da carga e de como esse carregamento vai atuar para que os resultados obtidos sejam confiáveis. A NBR 15696:2009, assim como a BS 5975:2008, determinam quais cargas e ações devem ser consideradas no projeto de uma torre de escoramento e como devem ser consideradas.

### 3.2.3.1. Peso próprio da estrutura de concreto

Segundo a NBR 15696:2009, o cálculo dessas ações e cargas é realizado segundo os procedimentos descritos a seguir. O peso ( $P$ ) da estrutura de concreto é calculado utilizando o peso específico ( $\gamma_c$ ) e o volume total ( $V_c$ ) da parte da estrutura a ser escorada, e é dado pela equação a seguir:

$$P = \gamma_c \cdot V_c \quad (13)$$

A Eq. (14) representa o peso ( $p$ ) da estrutura de concreto por unidade de área da laje, onde  $h_l$  é o valor da altura da laje a ser escorada.

$$p = \gamma_c \cdot h_l \quad (14)$$

### 3.2.3.2. Peso próprio das fôrmas

O peso das fôrmas ( $P_f$ ) é calculado utilizando o peso específico da madeira ( $\gamma_m$ ) utilizada e o volume da fôrma ( $V_f$ ), e é representado pela expressão a seguir.

$$P_f = \gamma_m \cdot V_f \quad (15)$$

A Eq. (16) representa o peso ( $p_f$ ) por unidade de área das fôrmas, onde  $h_f$  é a espessura da fôrma.

$$p_f = \gamma_m \cdot h_f \quad (16)$$

### 3.2.3.3. Peso próprio da escora ou torre

O peso próprio da torre é obtido através dos manuais dos fornecedores dos módulos a serem utilizados para o escoramento ou pode ser estimado a partir da geometria dos módulos, levando em consideração a área da seção dos tubos e o peso específico ( $\gamma_s$ ) do aço utilizado.

### 3.2.3.4. Sobrecarga de trabalho

De acordo com a BS 5975:2008, para atender as cargas impostas pelas operações de construção, é aplicada uma carga distribuída ao longo de toda a área de trabalho no valor mínimo de 0,75 kN/m<sup>2</sup> quando esta não está em uso. Quando a área de trabalho estiver sendo utilizada, por exemplo, para armazenamento de ferramentas, equipamentos, pequenas quantidades de materiais, ou sendo utilizada como via de acesso, o carregamento mínimo é de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

A BS 5975:2008 também diz que onde o concreto “in loco” for colocado, além da sobrecarga mínima, uma carga distribuída adicional deve ser aplicada sobre qualquer área de 3m x 3m, para atender as cargas de impacto e amontoamento do concreto durante a sua colocação. Essa carga adicional é calculada como 10% do peso próprio da laje de concreto a ser suportada, com um valor mínimo de 0,75 kN/m<sup>2</sup> e máximo de 1,75 kN/m<sup>2</sup>.

Tabela 1 – Carga adicional a ser considerada de acordo com a espessura da laje

$h_l$ (espessura da laje)	Carga a ser considerada (kN/m <sup>2</sup> )
$h_l < 300$ mm	0,75 + 0,75 = 1,5
300 mm < $h_l$ < 700 mm	0,75 + (10% do peso próprio)
$h_l > 700$ mm	0,75 + 1,75 = 2,5

Já de acordo com a NBR 15696:2009, a sobrecarga de trabalho para os serviços de lançamento, acabamento e adensamento tem o valor mínimo de 2 kN/m<sup>2</sup>, sendo que deve ser considerado no mínimo um valor de 4 kN/m<sup>2</sup> para carga estática total (vertical) além da carga de peso próprio de escoramento.

### **3.2.3.5. Cargas de Vento**

Segundo a NBR 15696:2009, as pressões do vento são calculadas conforme a norma NBR 6123:1988, sendo que não devem ser inferiores a 0,6 kN/m<sup>2</sup>, e esta deve ser aplicada na área da projeção ortogonal da estrutura sobre um plano perpendicular à direção do vento, a chamada 'área de sombra'.

### **3.2.3.6. Forças Horizontais Aplicadas**

A BS 5975:2008 diz que para garantir a estabilidade, uma torre de escoramento deve ser projetada para resistir às cargas aplicadas verticalmente e às forças perturbadoras horizontais, que equivalem ao maior dos dois valores a seguir:

- 1% da carga vertical total, referente às forças resultantes do desaprumo da torre durante o processo de montagem, somado com as cargas impostas do vento, impacto do lançamento do concreto, vibração e pressão do concreto, entre outras;
- 2,5% da carga vertical total.

Por outro lado, a NBR 15696:2008 considera um valor de 5% da carga vertical total, para representar todos os esforços horizontais aplicados lateralmente na estrutura para efeito de cálculo de contraventamento. Esse trecho da norma é um pouco confuso, talvez pelo fato de ser uma norma recém criada.

Todos esses carregamentos e ações são os que usualmente atuam em uma torre de escoramento e devem ser considerados.

### **3.2.4. Consideração dos Modelos Bidimensionais x Tridimensionais**

Chan et al. (1995, 2003), Peng et al. (1996, 1997b, 1998, 2007, 2009) usaram em seus estudos modelos tridimensionais para as análises das torres em questão. O modelo tridimensional se torna coerente por possuir uma aproximação melhor com a realidade, porém sua análise pode se tornar uma tarefa bastante complexa e demorada, além de que a

sua modelagem é mais trabalhosa. Nos casos em que não haja perda de generalidade nos resultados, pode ser feita uma simplificação do modelo para um bidimensional, aumentando assim a eficiência computacional da análise de elementos finitos e facilitando a modelagem computacional.

Peng et al. (1997b) verificaram que um modelo bidimensional só representa bem um modelo tridimensional se as deformações fora do plano forem muito pequenas. Peng et al. (1998) apresentaram um estudo da estabilidade e do comportamento não linear dos escoramentos modulares, onde foi feita uma simplificação de um modelo de pórtico deslocável para um modelo de coluna com uma rigidez equivalente aproximada do escoramento. A equação a seguir mostra o cálculo da rigidez equivalente.

$$EI_{eq} = \frac{PH^3}{3\Delta} \quad (17)$$

Tal equação surgiu no momento em que ao simplificar o pórtico em uma coluna engastada na base e livre no topo e aplicar uma carga horizontal  $P$ , gera-se um deslocamento  $\Delta$  no topo da coluna com um valor de :

$$\Delta = \frac{PH^3}{3EI} \quad (18)$$

A Figura 24 mostra essa simplificação.

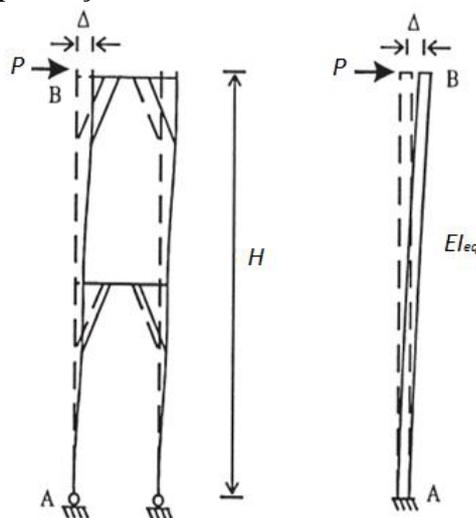


Figura 24 - Simplificação com rigidez equivalente aproximada do escoramento (Peng et al, 1998).

Tais simplificações são válidas somente se o modelo simplificado representar bem a estrutura a ser analisada, e devem ser utilizadas com cuidado.

No presente trabalho são elaborados e analisados modelos tanto bi como tridimensionais para uma comparação entre os seus resultados. O objetivo é obter um modelo bidimensional que represente bem a estrutura estudada a fim de facilitar e agilizar o processo de modelagem. Outro ponto importante, no caso deste trabalho, é que a saída de dados dos esforços é mais simples e de fácil entendimento quando utilizado o programa FEMOOP, no qual se utilizam apenas modelos bidimensionais. Assim, o processo de verificação implementado se torna muito mais prático, como será apresentado no Capítulo 5, item 5.1.

### **3.2.5. Consideração dos Tipos de Análises e Imperfeições Iniciais**

A análise não linear, considerando a não linearidade geométrica, está presente em praticamente todos os estudos citados até este momento, uma vez que as torres metálicas utilizadas em escoramentos são estruturas formadas por membros muito esbeltos unidos por ligações com baixa rigidez. Portanto, essas torres são estruturas muito flexíveis, podendo apresentar grandes deslocamentos e problemas de estabilidade, o que torna imprescindível a consideração da não linearidade geométrica.

É importante notar que, para considerar essa não linearidade na análise, é preciso considerar imperfeições iniciais na estrutura, pois uma torre simétrica perfeitamente vertical submetida a carregamento vertical simétrico, apresentaria apenas pequenos deslocamentos verticais e deslocamentos horizontais nulos.

Contudo, estruturas perfeitas não existem na prática, sendo a consideração de imperfeições geométricas ou de carregamento obrigatória no projeto de estruturas de aço ou concreto. As torres de escoramento normalmente apresentam imperfeições bem maiores que as estruturas permanentes devido aos danos causados pelo transporte e manuseio, além da montagem rápida, menor controle de execução e caráter provisório.

Segundo a NBR 8800:2008, a consideração das imperfeições na análise depende da classificação quanto à deslocabilidade da estrutura. Em razão dessa classificação, essa norma adota diferentes procedimentos para a consideração destas imperfeições. A norma classifica as estruturas em pequena, média e grande deslocabilidade. Tal classificação é função da relação entre os deslocamentos laterais de cada andar referente a sua base, obtida em análise de 2ª ordem, e aquela obtida em análise de 1ª ordem para as combinações de ações últimas pertinentes. Essa relação pode ser determinada de forma aproximada pelo parâmetro  $B_2$ , que é calculado da seguinte forma:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_m} \cdot \frac{\Delta_h}{h} \cdot \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (19)$$

em que  $R_m$  é o coeficiente de ajuste de 0,85 para estruturas aporricadas, no caso de torres de escoramentos, e 1,0 para os demais casos;  $\Delta_h$  é o deslocamento relativo entre os níveis superior e inferior de cada andar;  $h$  é a altura do pavimento;  $\sum N_{sd}$  é o somatório das forças normais de cálculo do andar considerado; e  $\sum H_{sd}$  o somatório das forças horizontais de cálculo do andar considerado.

Para o cálculo desse parâmetro, os coeficientes necessários devem ser obtidos através de uma análise de 1ª ordem em regime elástico e considerando a estrutura sem nenhuma imperfeição. De acordo com o item 4.9.4. da norma, a classificação ficaria da seguinte forma:

$$\begin{aligned} &\text{Se } B_2 \leq 1,1 - \text{Pequena deslocabilidade} \\ &\text{Se } 1,1 < B_2 \leq 1,4 - \text{Média deslocabilidade} \\ &\text{Se } B_2 > 1,4 - \text{Grande deslocabilidade} \end{aligned} \quad (20)$$

Essa classificação é a mesma utilizada pelo AISC 360-10:2010, que usa os valores de  $B_2$  para verificar a possibilidade de simplificações, permitindo a dispensa da consideração da não linearidade geométrica se este parâmetro for pequeno.

Uma vez classificada a estrutura, a NBR 8800:2008 prevê que para estruturas de pequena e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas devem ser levados em conta na análise por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior de  $h/333$ , sendo  $h$  a altura do pavimento.

Por outro lado, a norma também permite uma forma alternativa dessa consideração, que é a aplicação das forças nocionais, que são forças fictícias horizontais aplicadas, em cada andar, no valor de 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes às cargas verticais no andar considerado, como ilustrado na Figura 25. Essas forças devem ser em uma combinação diferente da ação do vento. No caso de estruturas com grande deslocabilidade, as forças nocionais devem ser adicionadas a todas as combinações últimas, inclusive àquelas em que atuam o vento. A Figura 25 mostra esses dois métodos para consideração das imperfeições geométricas.

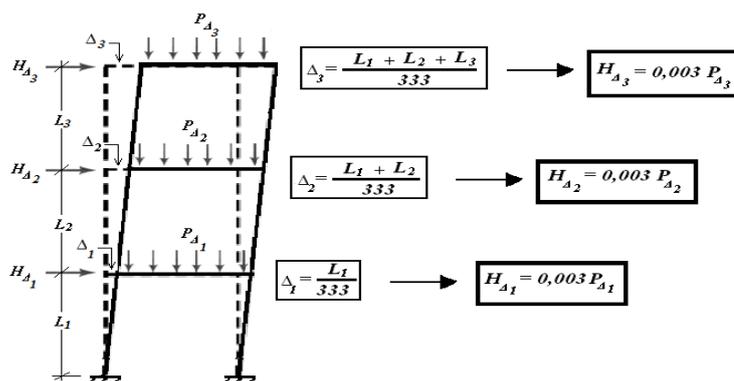


Figura 25 - Método das forças nocionais e deslocamento relativo (Diógenes, 2011).

A AISC 360-10:2010 também faz uso das forças nocionais, mas adota um valor de 0,2% das cargas gravitacionais para a consideração da não linearidade geométrica somado com o valor de 0,1% para a consideração das imperfeições do material, o que resulta no mesmo valor de 0,3% utilizado pela NBR 8800:2008.

Peng et al. (1997b) fizeram uso da aplicação de uma força horizontal no valor de 0.1% do valor das cargas verticais aplicadas, que, segundo eles, simulavam bem essas imperfeições.

Um procedimento alternativo, implementado em alguns programas computacionais como o ABAQUS (comando *imperfection*), utiliza uma combinação dos modos de flambagem ( $\mathbf{v}_i$ ), obtidos na análise de carga crítica que é superposta à geometria da estrutura perfeita ( $\mathbf{x}_{perf}$ ) para gerar uma geometria imperfeita ( $\mathbf{x}_{imp}$ ), que é utilizada na análise não linear da estrutura. Matematicamente, utiliza-se a expressão:

$$\mathbf{x}_{imp} = \mathbf{x}_{perf} + \sum_{i=1}^n A_i \mathbf{v}_i \quad (21)$$

em que  $n$  é o número de modos considerados e  $A_i$  é a amplitude do  $i$ -ésimo modo de flambagem. Nesse procedimento normalmente os modos de flambagem (autovetores) da estrutura perfeita são normalizados de forma que sua maior componente seja unitária. A base conceitual por trás deste procedimento é que a literatura sobre estabilidade mostra que para diversas estruturas, a pior imperfeição, entendida como a imperfeição que causa o maior decréscimo na capacidade de carga, tem a forma dos modos de flambagem da estrutura.

A não linearidade física, que diz respeito à relação não linear entre tensão e deformação, também deve ser considerada na análise. Para representar essa não linearidade de forma rigorosa seria necessário que a análise fosse feita de forma iterativa, impondo que as tensões nos elementos estruturais obedecessem a um diagrama tensão x deformação

pré-estabelecido (Souza, 2010). Já para a NBR 8800:2008, item 4.9.7.1.2, a imperfeição inicial do material é desconsiderada quando a estrutura for de pequena deslocabilidade, mas quando a estrutura for de média e grande deslocabilidade, esse efeito deve ser considerado por meio da redução do valor real do módulo de elasticidade do material, de acordo com a expressão:

$$E_c = 0,8E \quad (22)$$

Se a estrutura for de grande deslocabilidade uma análise mais rigorosa deve ser feita, considerando as não linearidades físicas e geométricas. A Figura 26 ilustra algumas curvas de carga x deformação para alguns tipos de análises.

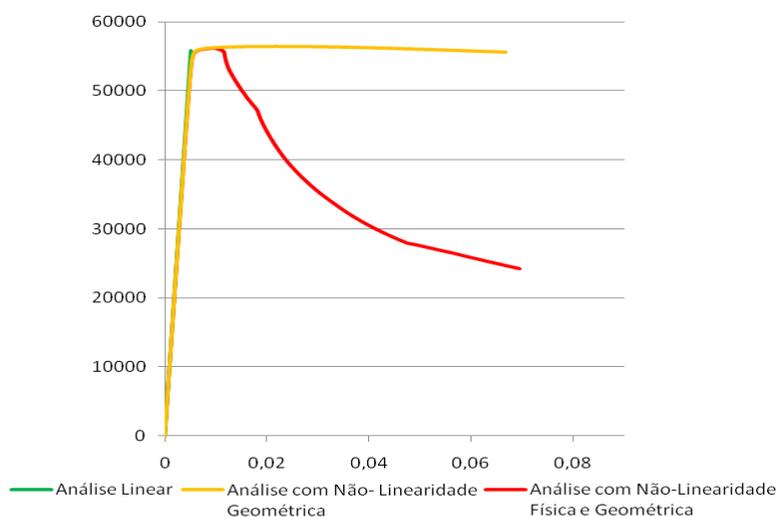


Figura 26 - Curvas carga x deformação para diferentes análises.

Deve-se lembrar que os esforços solicitantes devem ser obtidos por análises que devem considerar os efeitos globais e locais de segunda ordem, podendo ser desconsiderados apenas no caso de estruturas de pequenas deslocabilidades, desde que, segundo o item 4.9.7.1.4. “b”, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às respectivas combinações, inclusive àquelas em que atuam ações variáveis devido ao vento.

Nesse caso a análise pode ser feita em primeira ordem e os esforços de cálculo obtidos majorados por um parâmetro, considerando assim o efeito de segunda ordem. A norma prevê um método aproximado que pode ser aceitável para a análise de segunda ordem. Esse método, que não será discutido neste trabalho, é chamado Método da Amplificação dos Esforços, e utiliza exatamente os fatores de amplificação para a consideração dos efeitos de segunda ordem.

No presente trabalho, pelo fato dos elementos que compõem a torre serem muito esbeltos, a estrutura será considerada como sendo de grande deslocabilidade. Sendo assim, para efeitos de consideração da não linearidade geométrica e dos esforços horizontais que atuam na estrutura, adotar-se-á o valor estabelecido pela BS 5975:2008 de 2,5% da carga total vertical aplicado nas duas direções, pois não foram avaliados os valores das cargas de vento, impacto e vibração do concreto. Utilizou-se a recomendação da BS 5975:2008 porque considerou-se que o valor de 0,3% da NBR 8800:2008 é muito pequeno para estruturas provisórias e o valor de 5% da NBR 15696:2009 pode ser considerado exagerado, principalmente tendo em vista que esta é uma norma recém criada e que ainda não possui critérios bem definidos para a obtenção desse valor.

Para efeitos de consideração da não linearidade física, as prescrições da NBR 8800:2008 para estruturas de grande deslocabilidade de acordo com a Eq. (22) serão adotadas.

## CAPÍTULO 4

### VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE TORRES DE ESCORAMENTOS

#### 4.1. Generalidades

A verificação da segurança será baseada nas normas atuais existentes no Brasil, como a NBR 8800:2008, que trata do dimensionamento e segurança de barras tubulares de aço, a NBR 15696:2009, que trata especificamente de escoramentos e a NBR 8681:2003, além da norma americana AISC 360-10:2010.

A NBR 8800:2008 adota o método dos estados limites como critério de projeto de estruturas em aço. Segundo esse método, devem ser verificadas as condições de segurança (Estado Limite Último) e as condições de desempenho em uso (Estado Limite de Serviço). Segundo Souza (2010), os Estados Limites Últimos estão relacionados ao colapso total ou parcial da estrutura, o que compromete a segurança dos usuários, e estão associados ao esgotamento da capacidade resistente, instabilidade e perda de equilíbrio. Os Estados Limites de Serviço estão relacionados a deficiências no desempenho para as condições de utilização, como deformações ou vibrações excessivas.

O método dos estados limites consiste em majorar e combinar adequadamente as ações e dividir as resistências dos materiais por coeficientes parciais de modo a garantir a segurança estrutural, que segue a equação de conformidade para cada uma das seções da estrutura, de acordo com a formulação geral:

$$S_d = S(\sum \gamma_{fi} \cdot F_i) \leq R_d = R \left( \frac{f_k}{\gamma_m} \right) \quad (23)$$

onde  $S_d$  é a solicitação de projeto ou solicitação de cálculo e  $R_d$  é a resistência de projeto ou resistência de cálculo. A solicitação  $S_d$  é obtida a partir de uma combinação de ações  $F_i$  em que cada uma é majorada por um coeficiente  $\gamma_{fi}$ . A resistência  $R_d$  é função da resistência característica do material  $f_k$  minorada pelo coeficiente  $\gamma_m$  de redução da resistência interna. Os coeficientes  $\gamma_{fi}$  e  $\gamma_m$  são exatamente os coeficientes que majoram as ações e minoram as resistências dos materiais, respectivamente.

Pelas presenças desses coeficientes observa-se existir maior racionalidade para tratar as incertezas, além de considerar as reservas de resistência a partir da plastificação. Trata-se ainda de um método com formulação semiprobabilística em que a solicitação  $S$  e a resistência  $R$  são tomadas como variáveis aleatórias com distribuições normais de

probabilidades, garantindo a segurança das estruturas sempre que a relação a seguir for positiva:  $(R - S) = M$ , onde  $M$  é a margem de segurança.

Nesse método, as ações a serem consideradas podem ser obtidas através do Critério Estatístico ou Probabilístico, no qual são adotados valores característicos  $F_k$ , que representam ações correspondentes a certa probabilidade de serem excedidos, ou através do Critério Determinístico, no qual os valores escolhidos representam uma envoltória das solicitações produzidas pelas cargas atuantes. Em face da dificuldade de se adotar o tratamento estatístico, na prática as normas acabam definindo valores dos coeficientes de ponderação a serem utilizados nos projetos com base na probabilidade de ocorrência (método semiprobabilístico).

Através da NBR 8681:2004, a ABNT fixou os critérios de segurança das estruturas, assim como concebeu as intensidades das ações e das resistências a serem adotadas nos projetos de estruturas para quaisquer materiais em uso na construção civil. A partir dela é possível fazer combinações de solicitações para verificações nos Estados Limites Últimos (ELU).

Sendo assim, a NBR 15696:2009, no seu item 4.3.1, particularizando para o caso de torres de escoramentos, no ELU, manda verificar se:

$$S_d \leq R_d \quad (24)$$

sendo  $R_d = R_k/\gamma_m$ , onde  $R_d$  é a resistência de projeto,  $R_k$  é a resistência característica do material,  $S_d$  é o valor de cálculo da ação e  $\gamma_m$  é o coeficiente de ponderação do material, que no caso de aço sujeito à compressão e flambagem é igual a 1,5. Apesar do caráter provisório da estrutura, as combinações de cargas a serem consideradas devem ser provenientes de construções normais e dadas por:

$$S_d = \gamma_{fi} \sum F_{Qj,k} \quad (25)$$

em que  $F_{Qj,k}$  representa o valor característico da ação variável considerada como principal para a situação transitória e  $\gamma_{fi}$  é o coeficiente de majoração destas ações que equivale a 1,4.

O outro estado limite é o Estado Limite de Serviço (ELS), que visa verificar o comportamento da estrutura sujeita às ações das cargas em serviço, correspondendo à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções para as quais foi projetada, a fim de evitar deslocamentos exagerados ou vibrações excessivas. No caso das torres de escoramentos o deslocamento a ser controlado é o lateral. No entanto, não foi feita nenhuma verificação dos deslocamentos neste trabalho.

A NBR 8800:2008 também possui algumas condições de caráter generalizado que devem ser atendidas para as estruturas de aço utilizadas em edifícios.

Pelo fato das torres de escoramento serem constituídas por barras de aço, é de suma importância o uso da NBR 8800:2008, principalmente nos itens que tratam da verificação destas barras quando submetidas a momento fletor e força cortante (item 5.4) e quando submetidas aos efeitos combinados de força axial e momento fletor (item 5.5.1.1).

Desta forma, o item 5.4 da norma mostra as condições gerais que devem ser atendidas quando a barra está sujeita a momento fletor e força cortante, ou seja:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (26)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (27)$$

sendo  $M_{Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo,  $V_{Sd}$  é o esforço cortante solicitante de cálculo,  $M_{Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo, determinado conforme o item 5.4.2 da norma, e  $V_{Rd}$  é o esforço cortante resistente de cálculo, determinado conforme item 5.4.3 da norma.

Para que essas condições gerais sejam atendidas, os cálculos dos valores de  $M_{Rd}$  e  $V_{Rd}$  devem ser obtidos nos itens da norma que tratam especificamente de barras com seções tubulares circulares.

O item 5.5.1.1 da NBR 8800:2008 apresenta a condição a ser atendida pelas barras submetidas aos efeitos combinados de força de compressão e momento fletor (i.e. flexo-compressão), carregadas de modo que não ocorra torção. Na verdade, quando o momento de torção solicitante de cálculo for inferior ou igual a 20% do momento de torção resistente de cálculo, o efeito da torção pode ser desprezado, tal como foi considerado neste trabalho.

As condições a serem atendidas para verificação de barras na flexo-compressão oblíqua são:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2, \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{Sd,z}}{M_{Rd,z}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (28)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2, \quad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{Sd,z}}{M_{Rd,z}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (29)$$

em que  $N_{Sd}$  é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão,  $N_{Rd}$  é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, determinada respectivamente de acordo com o item 5.2 ou 5.3 da norma;  $M_{Sd,z}$  e  $M_{Sd,y}$  são momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos  $x$  e  $y$  da seção transversal;  $M_{Rd,x}$  e  $M_{Rd,y}$  são

os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos  $x$  e  $y$  da seção transversal, determinados de acordo com o item 5.4 da norma. Essas condições são válidas para barras com qualquer tipo de seção transversal.

As Eqs. (28) e (29) devem ser utilizadas sempre considerando os valores absolutos (em módulo) dos esforços solicitantes. Portanto, considerando a condição de igualdade, estas equações definem uma superfície de resistência no primeiro quadrante do sistema de eixos  $(N_{Sd}/N_{Rd}, M_{Sdx}/M_{Rdx}, M_{Sdy}/M_{Rdy})$ , como ilustrado na Figura 27.

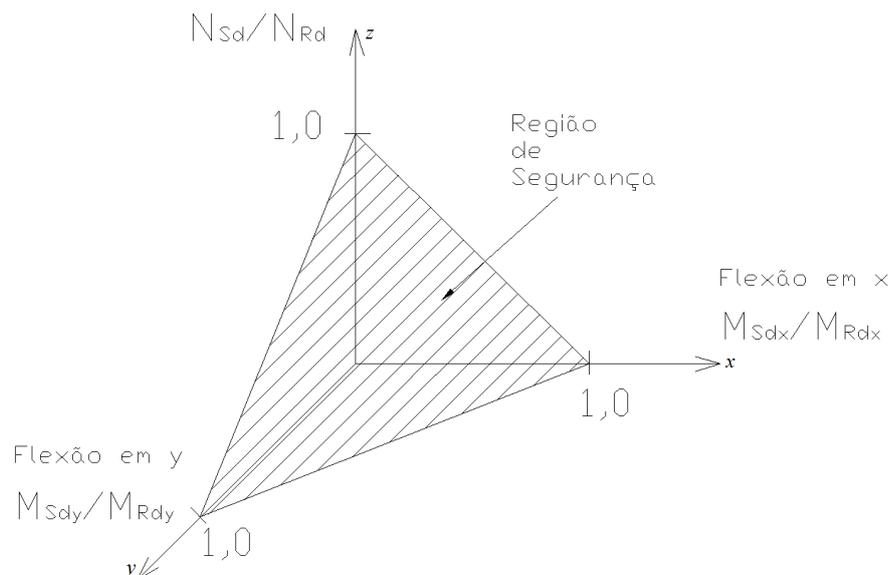


Figura 27 – Representação esquemática do critério de resistência na flexão composta oblíqua.

#### 4.2. Verificação da Segurança de Tubos Circulares em Aço

Este item trata especificamente do caso das torres de escoramentos, onde seus elementos são barras tubulares em aço, e a verificação delas está descrita a partir do item 5.3 da NBR 8800:2008, que trata do caso de barras prismáticas.

As principais verificações a serem feitas no caso de torres de escoramento são a verificação quanto à força axial, quanto ao momento fletor, quanto a força cortante e quanto à flexão composta, que é a ação conjunta de momentos fletores e forças axiais. Esse último é o mais importante por ser o caso normalmente apresentado pelas torres. É importante notar que os esforços utilizados na verificação são obtidos através das análises feitas nos modelos computacionais adotados.

#### 4.2.1. Verificação à Força Axial

A verificação da segurança à força axial de compressão deve ser atendida pelo critério de resistência dado por:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (30)$$

em que  $N_{c,Sd}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo e  $N_{c,Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo, determinada associando-a aos estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, conforme previsto no item 5.3.2 da norma, e dado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (31)$$

com  $\chi$  sendo o fator de redução associado à resistência à compressão dado no item 5.3.3 da NBR 8800:2008,  $Q$  o fator de redução total associado à flambagem local, cujo valor deve ser obtido no Anexo F da NBR 8800:2008,  $A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra que está sendo verificada,  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço e  $\gamma_{a1} = 1,10$  representa o coeficiente de minoração da resistência para o aço estrutural relacionado com escoamento, flambagem e instabilidade no ELU.

Sendo assim, para as ações estáticas, cabe a verificação da flambagem local de barras axialmente comprimidas, o que para o caso em estudo se faz pelo Anexo F da norma, de acordo com o item F.4. Essa consideração da flambagem local das barras axialmente comprimidas, cujo efeito é incluído na verificação através do fator de redução  $Q$ , que depende fundamentalmente da relação entre o diâmetro externo da seção tubular circular ( $D$ ) e a espessura da parede ( $e$ ), deve ser feita de acordo com os valores apresentados a seguir:

$$\text{Para } \left(\frac{D}{e}\right) \leq 0,11 \frac{E}{f_y}, \quad Q = 1,00 \quad (32)$$

$$\text{Para } 0,11 \frac{E}{f_y} < \left(\frac{D}{e}\right) \leq 0,45 \frac{E}{f_y}, \quad Q = \frac{0,038}{\frac{D}{e}} \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3} \quad (33)$$

Nota-se que o valor máximo da relação entre  $D/e$  é 0,45 do valor da relação entre  $E/f_y$ , isso porque a norma não prevê a utilização de seções tubulares circulares com  $D/e$  superior a 0,45  $E/f_y$ . A Figura 28 mostra a curva gerada para a obtenção do valor de  $Q$  em relação aos valores de  $D/e$  de acordo com as condições mostradas anteriormente.

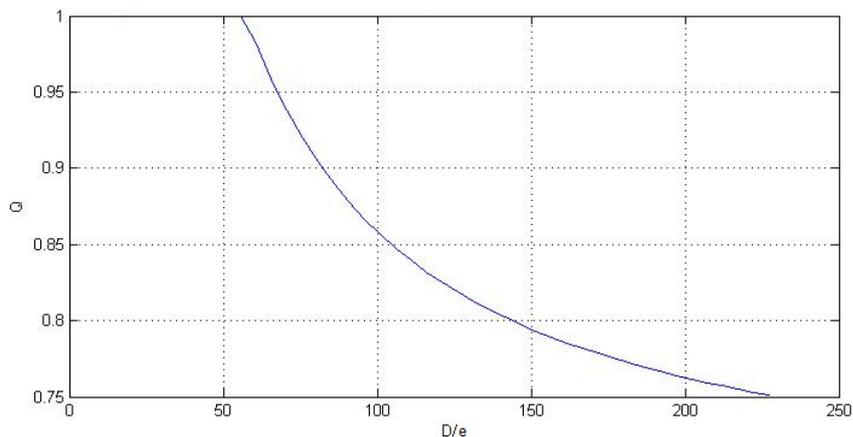


Figura 28 – Curva dos valores de  $Q$  em relação a  $D/e$  ( $E/f_y = 0,98$ ).

Em relação ao fator de redução associado à resistência à compressão  $\chi$ , deve-se usar:

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5; \chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (34)$$

$$\text{Para } \lambda_0 > 1,5; \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (35)$$

em que  $\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido.

O valor de  $\chi$  também pode ser obtido através da curva mostrada na Figura 29, onde pode ser observado que quanto maior o índice de esbeltez da barra, menor é o fator de redução, ou seja, a barra se torna mais suscetível aos efeitos da flambagem de Euler.

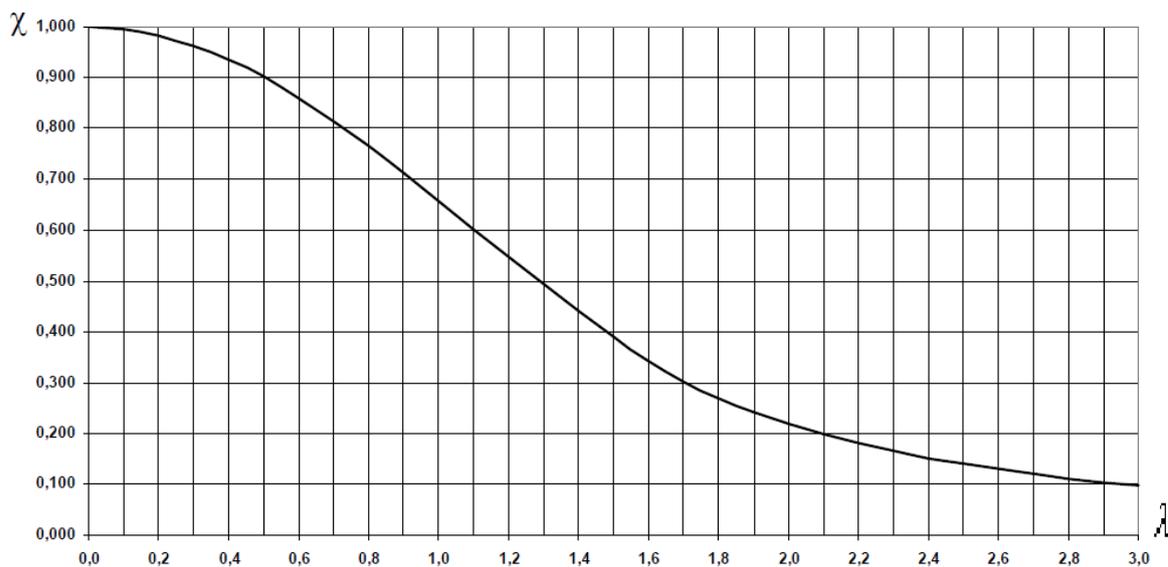


Figura 29 – Valores de  $\chi$  em função do índice de esbeltez  $\lambda$  (NBR 8800:2008)

O valor de  $\lambda_0$  é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (36)$$

sendo  $N_e$  a força axial de flambagem elástica para seções com dupla simetria, definida no subitem E.1.1/“a” do Anexo E da norma, e é dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (37)$$

com  $E$  sendo o módulo de elasticidade,  $I$  é o momento de inércia da seção transversal e  $KL$  é o comprimento de flambagem.

Segundo o item 5.3.4.1 da norma, a maior relação entre o comprimento de flambagem ( $KL$ ) e o raio de giração ( $r$ ) é definido como índice de esbeltez ( $\lambda$ ) das barras comprimidas e é limitado de acordo com:

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \leq 200 \quad (38)$$

em que  $K$  é o coeficiente de flambagem à flexão e  $L$  é o comprimento destravado (comprimento de centro a centro do perfil sob compressão, sem que nele haja presença de rigidez ou travamentos).

Deve-se lembrar que sendo feita a análise de segunda ordem, ainda que por procedimentos simplificados como os discutidos no item 2.2 deste trabalho, o coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento das barras deve ser  $K = 1$ , de acordo com o item 4.9.6.2 da ABNT NBR 8800:2008.

Dessa forma, substituindo adequadamente na Eq. (31) os valores obtidos, chega-se ao esforço resistente a ser considerado na verificação quanto à ação da força axial.

#### 4.2.2. Verificação quanto ao Esforço Cortante

O item 5.4. da norma NBR 8800:2008 trata da verificação das barras submetidas a momento fletor e força cortante. Em relação ao cortante, deve ser atendida a condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (39)$$

em que  $V_{Sd}$  é o esforço cortante solicitante de cálculo e  $V_{Rd}$  é o esforço cortante resistente de cálculo.

No caso específico de tubos circulares, tem-se que, para o cálculo de  $V_{Rd}$ , o item 5.5.1.1 da norma, em conformidade com o item 5.5.1.3, diz que para os casos de força cortante atuante na direção de um dos eixos principais de inércia, a verificação da barra deve ser feita conforme o item 5.4.3, “*Força cortante resistente de cálculo da barra fletida*”, observando os estados limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento.

Esse item, por sua vez, em função do caso de torres com elementos em seções tubulares, remete à formulação do item 5.4.3.6 da norma, no qual o elemento resistente à força cortante é a parede do perfil, cuja formulação é tratada como:

$$V_{rd} = \frac{0,5 \cdot \tau_{cr} \cdot A_g}{\gamma_{d1}} \quad (40)$$

Toma-se para  $\tau_{cr}$  o maior dos seguintes valores:

$$\tau_{cr} = \frac{1,60 \cdot E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left( \frac{D}{e_d} \right)^{5/4}}} \leq 0,60 \cdot f_y \quad (41)$$

ou

$$\tau_{cr} = 0,78 \cdot E / \left( \frac{D}{e_d} \right)^{3/2} \leq 0,60 \cdot f_y \quad (42)$$

em que  $e_d$  é a espessura de cálculo da parede de seção transversal, tomada igual a 0,93 vezes a espessura nominal para tubos com costura e igual à espessura nominal para tubos sem costura e  $L_v$  é a distância entre as seções de forças cortantes máxima e nula, que neste trabalho foi considerada como o comprimento total da barra.

#### 4.2.3. Verificação à Flexão Simples

Em relação à verificação à flexão simples, deve ser atendida a condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (43)$$

Antes do cálculo do  $M_{Rd}$ , deve-se verificar a relação ( $\lambda$ ) entre o diâmetro ( $D$ ) e a espessura da parede ( $e$ ), pois não são aceitos tubos que não respeitem a desigualdade:

$$\lambda = \frac{D}{e} \leq 0,45 \frac{E}{f_y} \quad (44)$$

Verificada essa relação, define-se que, para o estado limite de flambagem local da parede do tubo, o valor de  $M_{Rd}$  é obtido de acordo com as expressões:

$$\text{Para } \lambda < \lambda_p \quad M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (45)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left( \frac{0,021E}{\frac{D}{e}} + f_y \right) W \quad (46)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left( \frac{0,33E}{\frac{D}{e}} \right) W \quad (47)$$

em que  $\lambda_r$  é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, ou seja:

$$\lambda_r = \frac{0,31E}{f_y} \quad (48)$$

$\lambda_p$  é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = \frac{0,07E}{f_y} \quad (49)$$

$M_{pl}$  é o momento de plastificação dado por:

$$M_{pl} = f_y Z \quad (50)$$

$Z$  é o módulo de resistência plástico dado por:

$$Z = (D^2 - 2D.e + e^2)e + \frac{e^3}{3} \quad (51)$$

e  $W$  é o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão, dado por:

$$W = \pi.e \left( \frac{D^2 - 2D.e + e^2}{4} \right) \quad (52)$$

Além disso, para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo utilizado nas verificações não pode ser tomado maior que:

$$M_{Rd} \leq \frac{1,5Wf_y}{\gamma_{a1}} \quad (53)$$

#### 4.2.4. Verificação à Flexão Composta

O item 5.5.1.1. da NBR 8800:2008 apresenta a condição que deve ser atendida, no caso de tubos circulares submetidos à flexão-composta, caso mais comum em torres de escoramentos. A verificação da segurança é feita considerando  $M_{Rdx} = M_{Rdy} = M_{Rd}$  nas Eqs. (28) e (29), ou seja:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2, \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{Sdx} + M_{Sdy}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (54)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2, \quad \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left( \frac{M_{Sdx} + M_{Sdy}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (55)$$

onde  $N_{Sd}$  e  $N_{Rd}$  continuam sendo a força axial solicitante de cálculo e a força axial resistente de cálculo, respectivamente; e  $M_{Sd}$  e  $M_{Rd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo e os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente. Os valores de  $M_{Sdx}$  e  $M_{Sdy}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo nos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente.

As duas condições impostas para a verificação podem ser resumidas e representadas pelo gráfico da Figura 30, que é composto por duas retas, sendo a reta superior representando a primeira condição, quando a relação entre a força axial solicitante e a resistente é maior ou igual a 0,2 e a reta inferior representa a segunda condição, quando a mesma relação for menor que 0,2. O gráfico mostra que para valores dentro da zona hachurada da figura, a barra verificada está segura e para valores fora desta zona, a barra não pode ser utilizada, pois não passa nas condições de segurança.

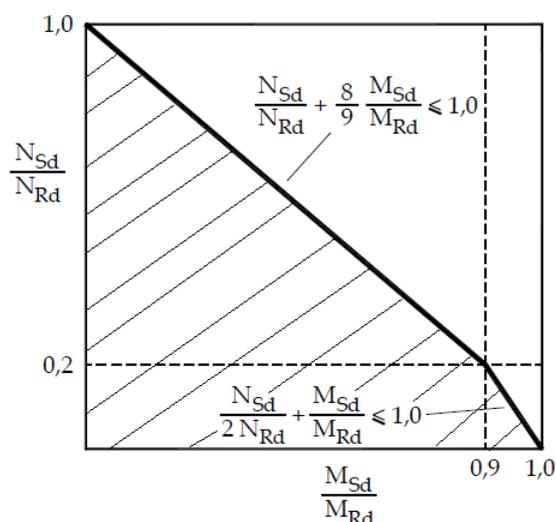


Figura 30 – Verificação da segurança quanto à flexão composta.

## CAPÍTULO 5

### METODOLOGIA E APLICAÇÕES

#### 5.1. IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

Como uma torre de escoramento possui inúmeras barras, o procedimento de verificação de segurança descrito no Capítulo 4 foi implementado no sistema MATLAB (Mathworks, 2008). Esta implementação permite automatizar a verificação à segurança de torres de escoramento a partir dos resultados da análise estrutural.

É importante dizer que devido ao comportamento das torres de escoramentos, a ação conjunta do momento fletor e da força normal de compressão (flexão-composta) é preponderante nas barras das torres. Contudo, tanto a resistência à flexão-composta quanto ao esforço cortante são verificados na implementação.

Dessa forma, toda a metodologia de verificação descrita no Capítulo 4 foi implementada, e os cálculos auxiliares, cálculos dos parâmetros necessários e o Índice de Falha são automaticamente gerados. Os dados de entrada são apenas os esforços retirados das análises além das propriedades geométricas e do material da barra a ser verificada.

De acordo com a Figura 31, é possível observar os dados iniciais inseridos, como o módulo de elasticidade, tensão de escoamento, diâmetro externo, espessura e comprimento da barra, além dos esforços retirados da análise, como a força cortante, os momentos fletores e a força axial. Os valores destacados na figura representam códigos para impressão dos cálculos realizados e o desenho das curvas geradas, respectivamente. Quando os valores dos dois últimos parâmetros (*imprime* e *desenha*) são iguais a 0 (*false*), esses cálculos e gráficos são omitidos. Essa opção deve ser utilizada quando a função de verificação é chamada muitas vezes, para tornar o processo mais rápido.

A verificação se baseia no conceito de Índice de Falha para indicar se uma dada barra está segura ou não diante dos esforços a que ela está submetida. Este índice possui uma faixa segura que varia de 0 a 1, sendo que se o valor deste índice ultrapassar 1, significa que a barra não está segura.

```

=====
TestFlexCompSecTub.m - Verificação de seções tubulares submetidas à
flexão composta de acordo com a NBR 8800:2008.
=====
Criado:      30-Jun-2011   Marcos Andrew Rabelo Soeiro
Modificado:
=====

clc;
clear;
close;

E = 206.0e09; %Módulo de Elasticidade (Pa)
fy = 210.0e06; %Tensão de Escoamento (Pa)
D = 48.30e-03; %Diâmetro do Tubo (m)
e = 3.05e-03; %Espessura do Tubo (m)
L = 1.2; %Comprimento da Barra (m)
Lv = 1.2; %Distância entre Cortante Mínimos e Máximo (=L) (m)
K = 1.0; %Coeficiente de Flambagem
Vsd = 612.73; %Cortante (N)
Nsd = -18359.189; %Força Axial (N)
Msdx = -1036.75 %Momento Fletor em x (N.m)
Msdy = -1036.75 %Momento Fletor em y (N.m)

[indfall, indfal2] = FlexCompSecTub(E, fy, D, e, L, Lv, K, Vsd, Nsd, Msdx, Msdy, 1, 1)

===== Fim do arquivo =====

```

Figura 31 – Entrada de dados da implementação.

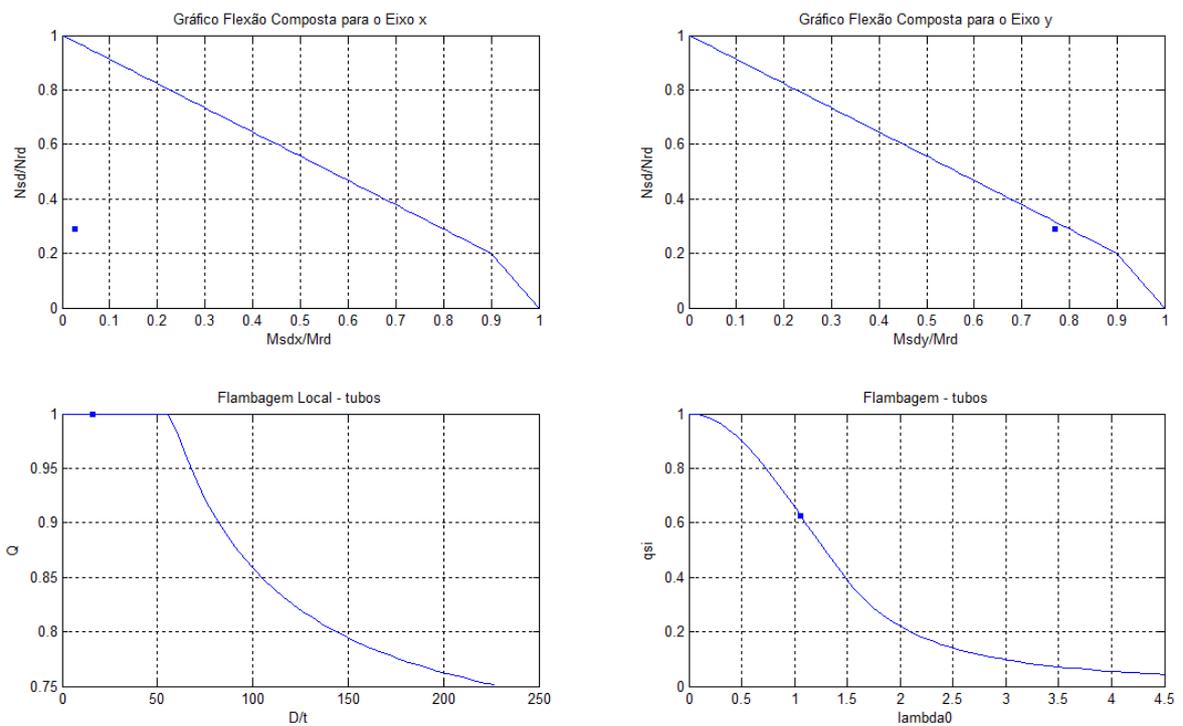


Figura 32 – Gráficos gerados.

A implementação consiste em calcular dois Índices de Falha, um para a verificação ao cortante definido pela razão  $V_{Sd}/V_{Rd}$  e outro para a verificação à flexão-composta, definido pelas Eq. (54) e (55). Sendo assim, a partir da entrada de dados, a rotina implementada fornece como resultados os Índices de Falha, além de alguns valores dos cálculos auxiliares.

A Figura 32 mostra os gráficos gerados pela implementação, que são o gráfico de interação da flexão-composta, o gráfico do cálculo do  $\chi$  e o gráfico do cálculo do  $Q$ , todos com a marcação do valor correspondente ao da barra verificada. Um exemplo de saída de dados pode ser encontrado no anexo B deste trabalho.

A metodologia apresentada até aqui é apenas para a verificação da segurança de uma barra individual, o que não é o caso das torres de escoramentos, que possuem inúmeras barras. Como é inviável entrar manualmente com os dados de barra por barra da torre e verificar cada uma isoladamente, foi feita uma automatização desse processo de verificação.

A primeira etapa desse processo consiste na realização da análise geometricamente não linear da estrutura, como discutido detalhadamente no Capítulo 3. A segunda etapa consiste em ler os arquivos de resultado do programa de elementos finitos e, para cada passo da análise, extrair os esforços dos elementos e verificar se o Índice de Falha correspondente é menor ou igual a 1,0.

Uma das grandes dificuldades encontradas para fazer a automatização foi o formato da saída de dados das análises tridimensionais feitas pelo programa ABAQUS que é muito complexo. Por esse motivo foi estudada uma simplificação dos modelos tridimensionais para modelos bidimensionais, tornando possível o uso do programa FEMOOP, que possui saída de dados com formato bem mais simples, tornando o processo de leitura dos dados pelo MATLAB rápido e fácil. No entanto, a simplificação de modelos 3D para 2D só deve ser feita quando não comprometer a qualidade da análise da estrutura.

O processo de automatização consiste em ler a saída de dados das análises realizadas, gerado pelo FEMOOP (arquivo .pos), que possui as propriedades geométricas e de material, além de todos os esforços a que cada elemento finito está submetido. Foi incluído nos arquivos do FEMOOP um dado adicional correspondente ao comprimento da barra da torre associada a cada elemento.

Esse dado não é utilizado na análise por elementos finitos, onde o único comprimento de interesse para o cálculo do vetor de forças internas e da matriz de rigidez é o comprimento do elemento. Contudo, essa informação é essencial para a verificação da

resistência, pois a variável  $L$  utilizada nas Eq. (37) e (38) corresponde ao comprimento da barra e não do elemento, uma vez que vários elementos podem ser utilizados para discretizar uma barra. Apenas para o caso do uso de um elemento por barra os dois comprimentos seriam iguais. Contudo, normalmente são necessários mais elementos por barra para obter resultados adequados.

Na implementação automatizada, os resultados são lidos elemento por elemento e cada elemento possui a sua barra correspondente na estrutura, além da geometria da seção transversal e das propriedades do material. Assim é feita a verificação automática da segurança de cada uma das barras, ou seja, são calculados os Índices de Falha para todas as barras. Vale lembrar que esse processo é feito automaticamente para todos os passos da análise. Nesse processo, as opções de impressão de resultados e desenho de gráficos são normalmente desativadas para tornar o processo mais rápido.

O processo de verificação termina quando a primeira barra falhar, ou seja, quando o primeiro Índice de Falha ultrapassar o valor 1,0. Nesse momento, é mostrado em que passo de carga e em qual elemento houve a falha. Se o projetista desejar, pode buscar os parâmetros desse elemento e rodar o programa de verificação para essa barra individual, com as opções de impressão e gráficos ativadas, o que permite um estudo mais detalhado da barra que falhou.

Após todo o processo de implementação computacional, obtém-se uma metodologia de verificação da segurança das torres de escoramentos. Obviamente, para garantir a segurança das torres é necessário que os resultados da análise das torres sejam representativos e confiáveis.

## **5.2. EXEMPLOS**

Com o intuito de compreender melhor o comportamento das torres de escoramentos, principal objetivo deste trabalho, foram realizadas diversas análises computacionais.

Cada exemplo analisado teve uma finalidade específica. O primeiro exemplo envolveu um modelo de torre tipo porta, muito utilizada na Europa e na Ásia. O objetivo desse exemplo foi a validação dos modelos adotados nesse trabalho com os utilizados por outros autores, além de comparar com estudos experimentais já realizados. Nesse exemplo também foi estudada a influência dos tipos de condições de apoio e de restrições no topo da torre no valor da carga crítica linearizada.

Depois de validar o modelo, o passo seguinte foi modelar tridimensionalmente e bidimensionalmente uma torre usualmente utilizada em Fortaleza. No segundo exemplo foi estudada a influência das forças nocionais no comportamento da estrutura, e logo depois foram feitas as comparações entre os modelos 2D e 3D. O intuito desse estudo foi verificar a possibilidade de simplificar o modelo 3D substituindo-o por um 2D.

Como dito anteriormente, o grande motivo para a simplificação do modelo é o fato de que a saída de dados dos modelos 3D é muito complexa, impossibilitando a automatização da leitura dos mesmos, além, é claro, do fato da modelagem e da análise 2D serem mais simples e rápidas. Assim, foram analisados modelos 2D no programa FEMOOP e os resultados foram comparados com os obtidos pelos modelos apresentados anteriormente, a fim de validar o uso do programa.

No terceiro exemplo foram realizados os mesmos passos do segundo exemplo, só que utilizando outro tipo de torre, a fim de verificar, mais uma vez, se é possível fazer a simplificação dos modelos para qualquer tipo de torre.

Após todos esses estudos, determinou-se um modelo simplificado representativo da torre escolhida, que, no quarto exemplo, foi analisado contemplando as propriedades dos materiais utilizados, as considerações de imperfeições geométricas e físicas, as condições de apoio e as restrições no topo da torre necessárias, a fim de se obter os esforços que serão utilizados na verificação da segurança da torre. Tal verificação fornecerá o valor da carga máxima suportada pela torre em estudo.

### **5.2.1. Exemplo 1**

Neste item será adotado um modelo de torre tipo porta (Figura 33), que foi testado experimentalmente por Weesner e Jones (2001) e analisado computacionalmente por Yu et al. (2004). Os resultados obtidos na análise serão comparados com os da literatura, a fim de validar os modelos computacionais utilizados nesse trabalho e estudar o comportamento pós-crítico da estrutura.

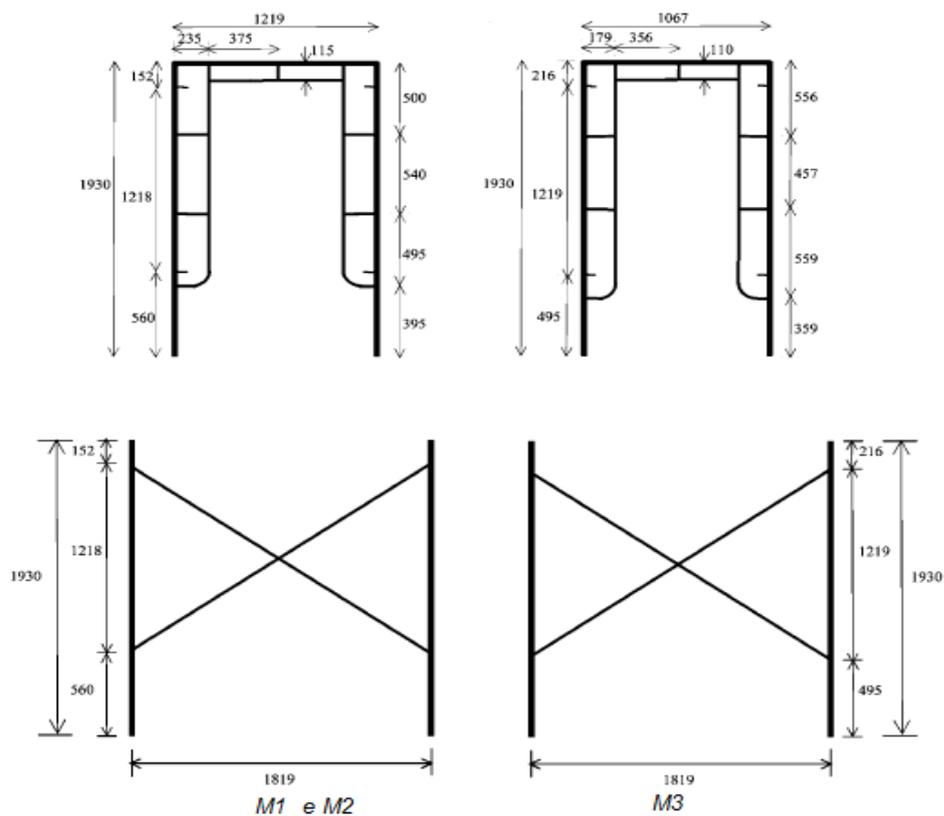


Figura 33 – Módulos típicos utilizados nos ensaios (Yu et al., 2004).

Foram ensaiadas em laboratório torres com 1 a 3 módulos de altura. Os módulos M1, M2 e M3 correspondem, respectivamente, aos ensaios com 1, 2 e 3 módulos de altura. Em todos os ensaios foram aplicados na estrutura, através de um macaco hidráulico, uma carga de 500kN. A Figura 34 mostra como foi aplicada a carga no ensaio. Os resultados obtidos nos ensaios são apresentados na Tabela 2.

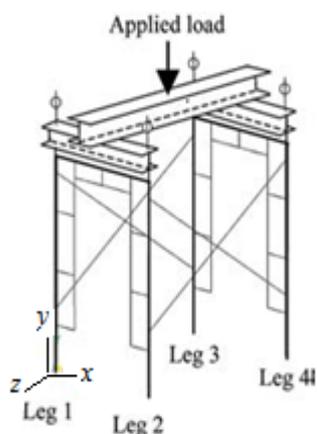


Figura 34 – Carga aplicada no ensaio (Yu et al., 2004)

Tabela 2 – Dados e resultados obtidos nos ensaios de Weesner e Jones (2001)

Nota:  $P_t$  representa a carga máxima aplicada por perna da torre e  $f_y$  a tensão de escoamento do material.

Módulo	$D$ (tubo principal) mm	$t$ (tubo principal) mm	$D$ (tubos internos e diagonais) mm	$t$ (tubos internos e diagonais) mm	$P_t$ (kN)	$f_y$ (MPa)	$E$ (GPa)
M1	43,3	2,67	26,6	1,6	63,4	406	205
M2	43,3	2,93	26,6	1,6	53,4	367	205
M3	43,0	2,40	32	2,1	45,2	402	205

A partir desses resultados, foram elaborados modelos tridimensionais, através do Método dos Elementos Finitos (MEF) usando o programa ABAQUS, utilizando elementos de pórtico espacial, a fim de simular as torres utilizadas nos ensaios, usando as dimensões, carga aplicada (125 kN/perna) e propriedades do material. As ligações entre as barras internas e as barras principais foram consideradas como rígidas por essas serem soldadas, e a ligação entre as diagonais e as barras principais como flexíveis, sendo que na união entre as duas diagonais não foi considerada nenhuma ligação.

Os modelos M1, M2 e M3 foram discretizados em malhas de 200, 400 e 600 elementos, respectivamente, sendo na média uma divisão de 20 elementos por barra. Foram feitas análises de flambagem para a determinação da capacidade de carga e modos de flambagem e análises não lineares, a fim de se determinar o caminho pós-crítico da estrutura.

Nas análises não lineares, a consideração da não linearidade geométrica foi feita utilizando a ferramenta *imperfection*, descrita no item 3.2.5 desse trabalho, utilizando uma amplitude de desaprumo dos membros no valor de 0,01 do valor da altura do módulo da torre. Essa abordagem também foi utilizada por Yu et al. (2004), que também fez modelos tridimensionais para simular os ensaios experimentais, sendo que a amplitude que ele usou foi de 0,001 do valor da altura do módulo da torre. Esses modelos servirão como comparações para os modelos utilizados no presente trabalho. Em relação à não linearidade física, foi utilizado o modelo elasto-plástico perfeito, considerando as tensões de escoamento do aço, de acordo com a Tabela 2.

Vale a pena ressaltar que há uma grande dificuldade em saber quais as condições de apoio e restrições no topo que as torres possuem. Sendo assim, foram feitos modelos com diferentes combinações de condições de contorno idealizadas, a fim de se estudar as suas influências no comportamento da torre. Assim, foram adotados quatro tipos de modelos, mostrados na Tabela 3.

Tabela 3 – Condições de apoio e restrições no topo das torres.

Condição	Topo da torre						Base dos apoios					
	Restrição ao deslocamento			Restrição às rotações			Restrição ao deslocamento			Restrição às rotações		
	X	Y	Z	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$	X	Y	Z	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
<i>Apoio-Engaste</i>	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<i>Apoio-Apoio</i>	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não
<i>Livre-Engaste</i>	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
<i>Livre-Apoio</i>	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não

O primeiro modo de flambagem obtidos para os modelos M1, M2 e M3, com as diversas condições de contorno, são mostrados na Figura 35, Figura 36 e Figura 37, respectivamente.

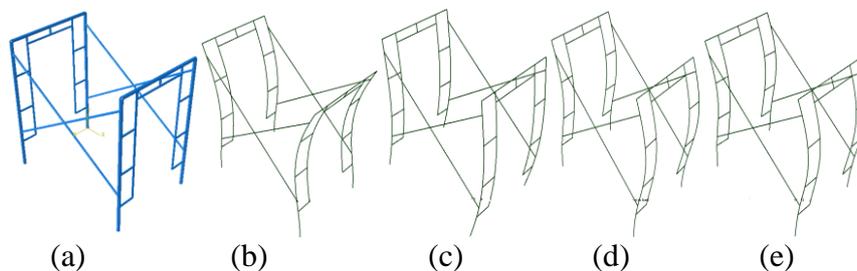


Figura 35 - Modos de flambagem do modelo M1.

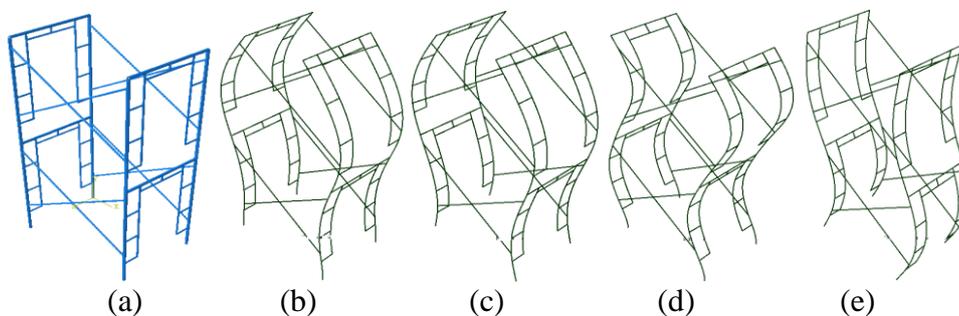


Figura 36 - Modos de flambagem do modelo M2.

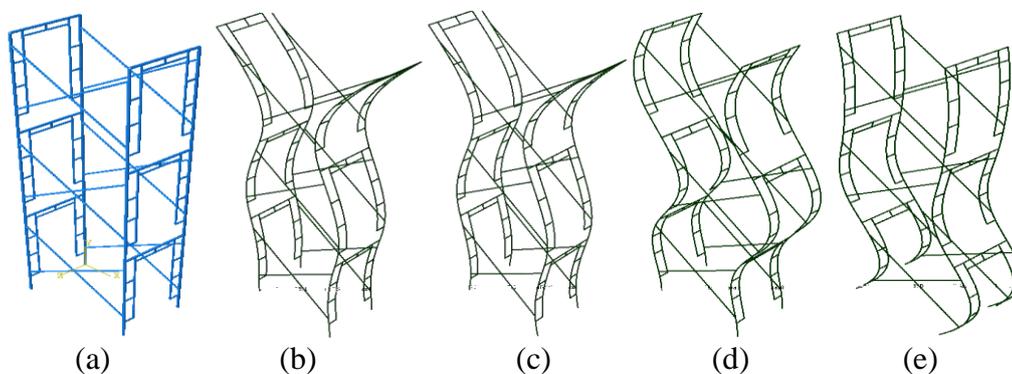


Figura 37 - Modos de flambagem do modelo M3.

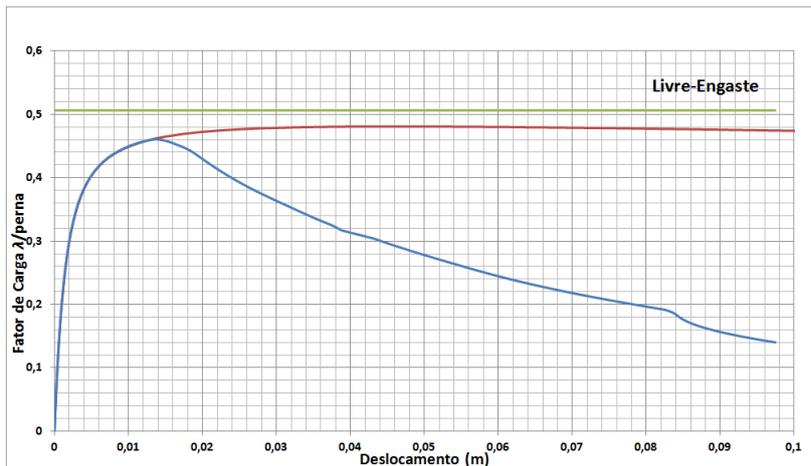
O item (a) da Figura 35, Figura 36 e Figura 37 representa o modo indeformado da torre, enquanto os itens (b), (c), (d) e (e), representam as condições de *livre-engaste*, *livre-apoio*, *apoio-engaste* e *apoio-apoio*, respectivamente. Esses modos foram os utilizados como imperfeição inicial para as análises não lineares e foram os mesmos encontrados por Yu et al. (2004). As cargas críticas obtidas estão mostradas na Tabela 4, para posteriores comparações.

A variável  $P_{NLFG}$  da Tabela 4 representa a carga máxima que a torre suporta, incluindo tanto a não linearidade geométrica quanto física. A Tabela 4 traz ainda o valor de  $P_y$ , que é a carga onde a estrutura começa a plastificar e de  $P_{NLG}$ , que é a carga máxima obtida na análise não linear geométrica. Esta carga está associada à perda de estabilidade por ponto limite, devido à consideração das imperfeições.

Tabela 4 – Resultados das Análises

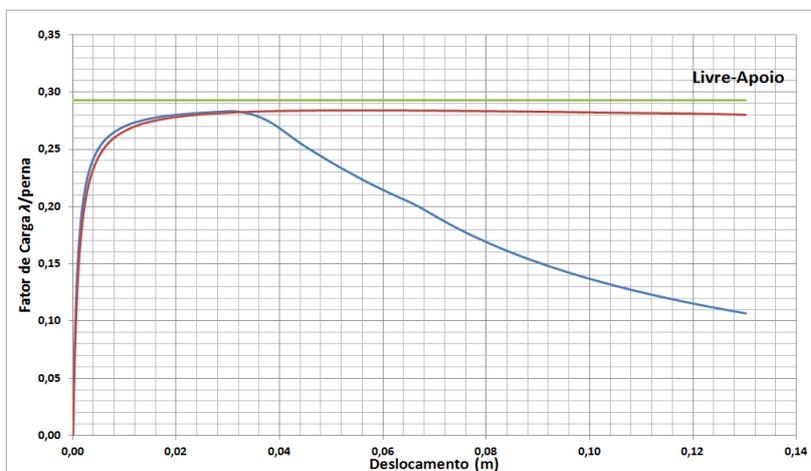
M1	$P_{cr}$ (kN)	$P_{NLG}$ (kN)	$P_{NLFG}$ (kN)	$P_y$ (kN)	$P_n$ (kN)	$P_t$ (kN)	$\varepsilon$	$\nu$
<i>Livre-Engaste</i>	63,22	60,09	57,51	57,16	54,8	63,4	1,00	1,05
<i>Livre-Apoio</i>	36,56	32,92	35,32	35,32	32,5	63,4	0,58	1,09
<i>Apoio-Engaste</i>	92,19	89,89	82,54	82,03	69,7	63,4	1,45	1,18
<i>Apoio-Apoio</i>	86,95	86,95	86,83	86,69	66,3	63,4	1,37	1,31
M2	$P_{cr}$ (kN)	$P_{NLG}$ (kN)	$P_{NLFG}$ (kN)	$P_y$ (kN)	$P_n$ (kN)	$P_t$ (kN)	$\varepsilon$	$\gamma$
<i>Livre-Engaste</i>	37,13	37,08	35,68	35,59	35,0	53,4	0,70	1,02
<i>Livre-Apoio</i>	31,88	31,86	30,97	30,97	31,5	53,4	0,60	0,98
<i>Apoio-Engaste</i>	79,15	77,80	71,62	71,62	62,8	53,4	1,48	1,14
<i>Apoio-Apoio</i>	42,30	41,86	40,93	40,93	38,7	53,4	0,79	1,06
M3	$P_{cr}$ (kN)	$P_{NLG}$ (kN)	$P_{NLFG}$ (kN)	$P_y$ (kN)	$P_n$ (kN)	$P_t$ (kN)	$\varepsilon$	$\gamma$
<i>Livre-Engaste</i>	27,55	26,79	26,58	26,58	30,3	45,2	0,61	0,88
<i>Livre-Apoio</i>	26,22	25,54	25,40	25,40	29,3	45,2	0,58	0,87
<i>Apoio-Engaste</i>	51,62	51,12	49,49	49,49	45,6	45,2	1,14	1,09
<i>Apoio-Apoio</i>	43,86	43,08	42,16	42,11	41,6	45,2	0,97	1,01

Em seguida, foram feitas as análises não lineares puramente geométricas e não lineares geométricas e físicas, obtendo-se assim, as curvas “fator de carga ( $\lambda$ ) x deslocamentos” de cada modelo proposto, lembrando que para se obter o valor da carga por perna, basta multiplicar o valor de  $\lambda$  por 125kN. É importante ressaltar que os valores dos deslocamentos mostrados nas curvas são sempre obtidos nos pontos onde há os maiores deslocamentos na torre. As figuras a seguir apresentam as curvas obtidas para os modelos M1, M2 e M3, respectivamente, para todas as condições de apoio.



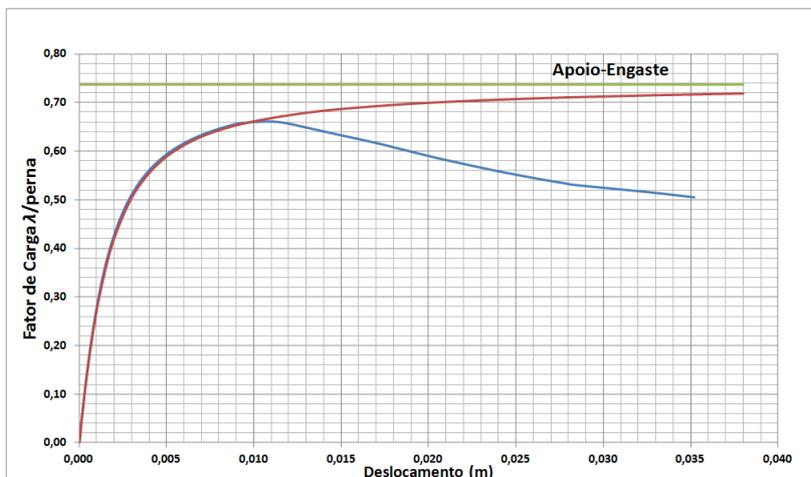
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 38 – Curvas carga x deslocamento - modelo M1- livre-engaste



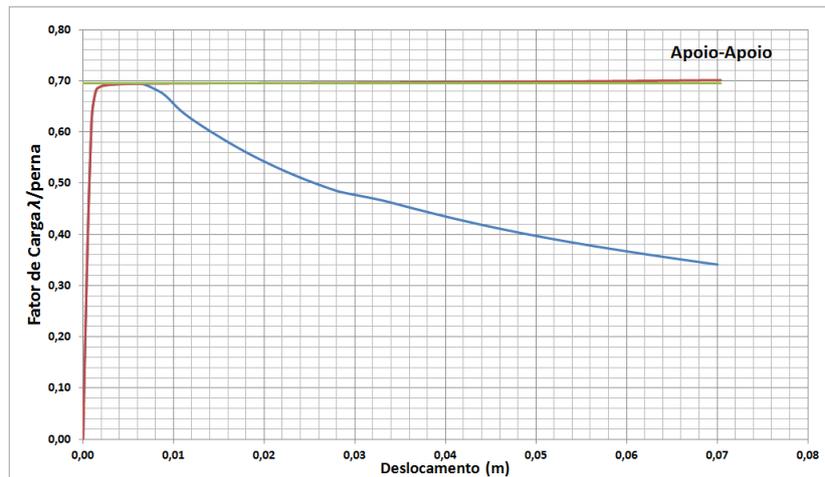
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 39 - Curvas carga x deslocamento - modelo M1- livre-apoio



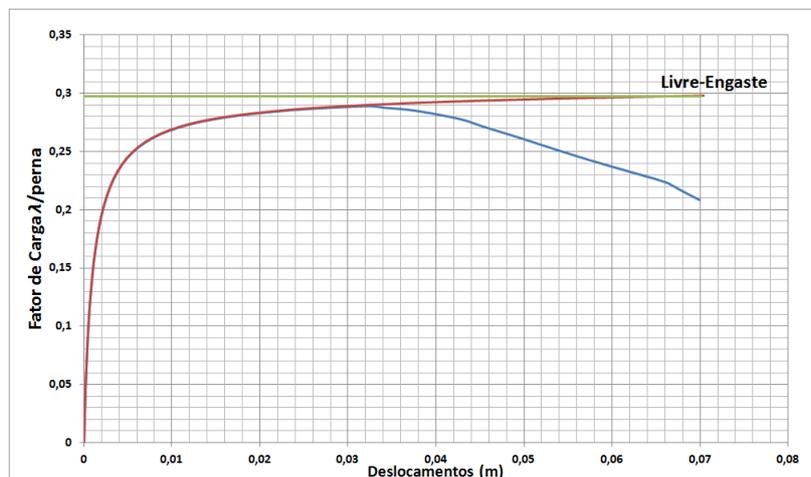
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 40 - Curvas carga x deslocamento - modelo M1- apoio-engaste



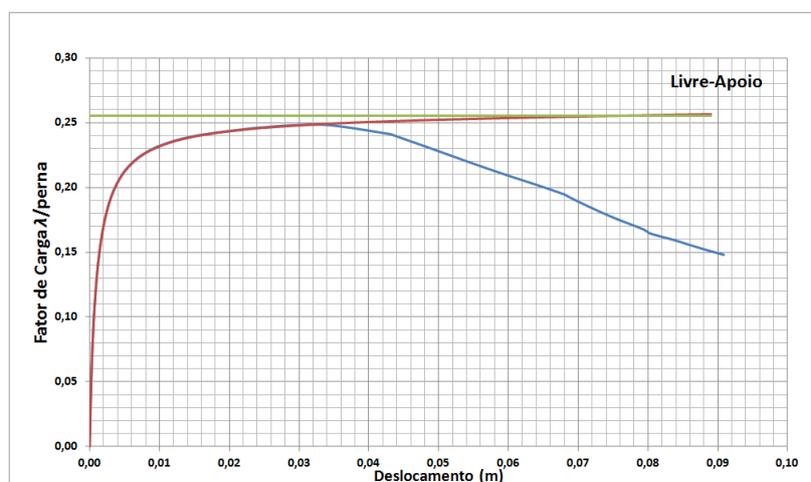
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 41 - Curvas carga x deslocamento - modelo M1- apoio-apoio



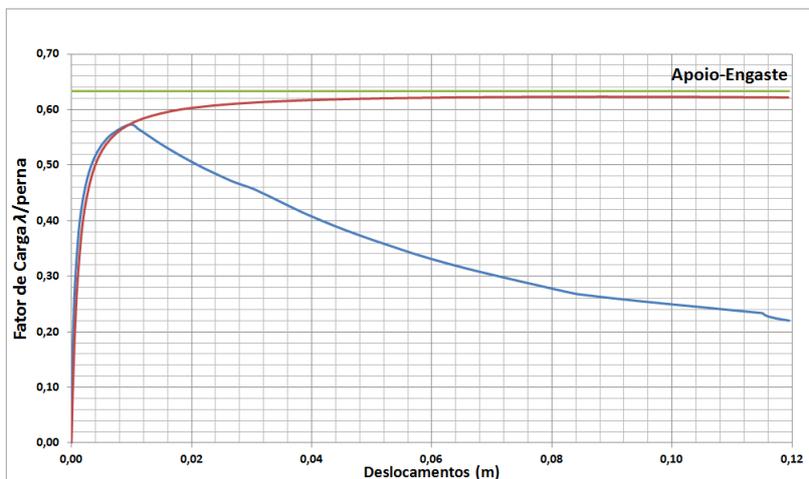
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 42 – Curvas carga x deslocamento - modelo M2: livre-engaste.



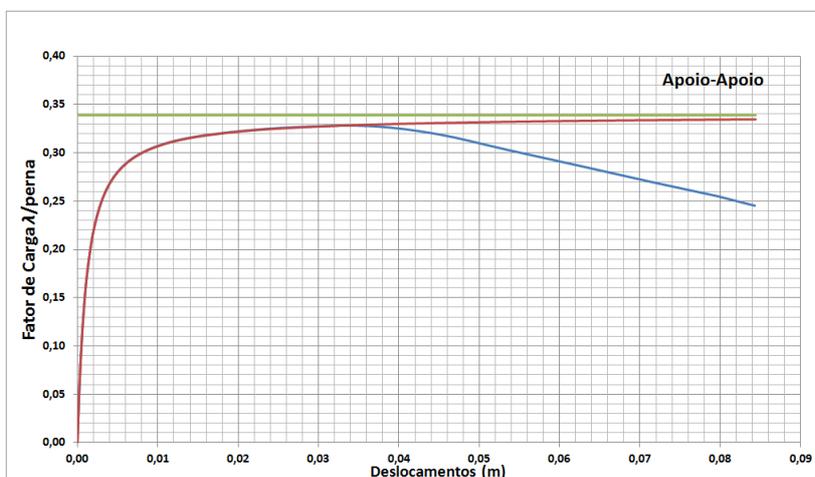
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 43 - Curvas carga x deslocamento - modelo M2: livre-apoio.



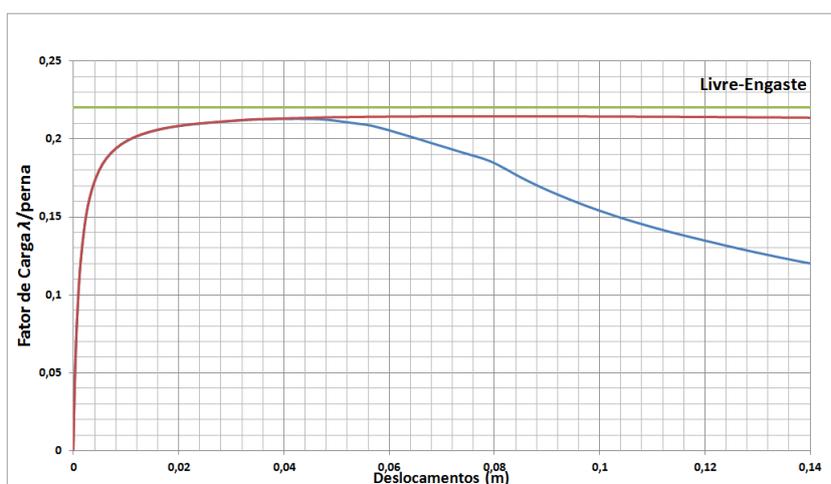
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLF)

Figura 44 - Curvas carga x deslocamento - modelo M2: apoio-engaste.



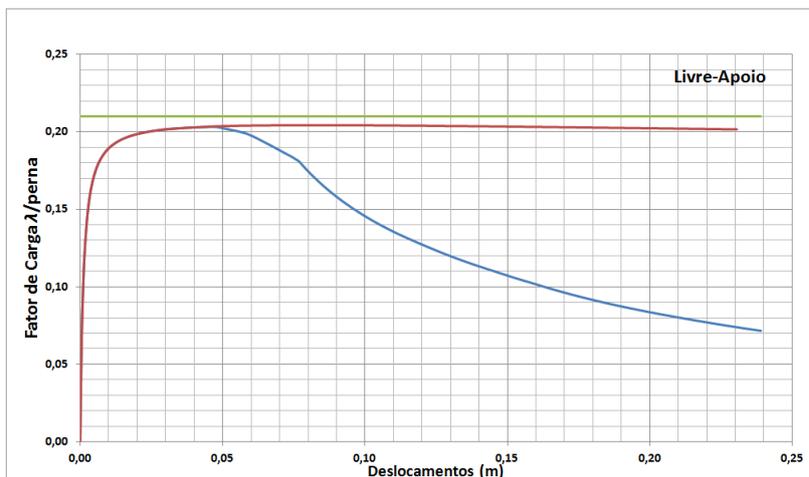
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLF)

Figura 45 - Curvas carga x deslocamento - modelo M2: apoio-apoio.



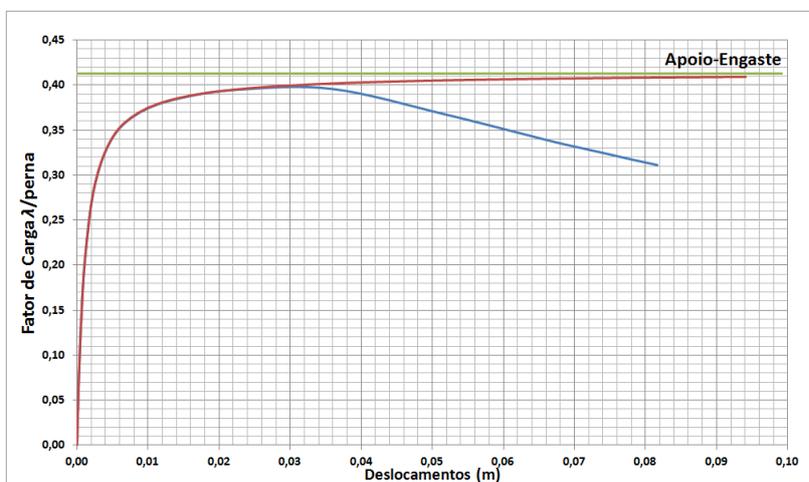
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLF)

Figura 46 – Curvas carga x deslocamento - modelo M3: livre-engaste



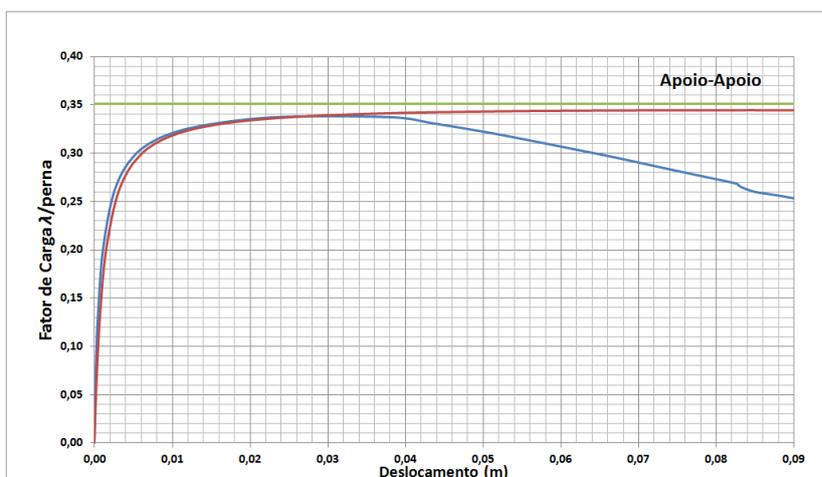
— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 47 - Curvas carga x deslocamento - modelo M3: livre-apoio



— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 48 - Curvas carga x deslocamento - modelo M3: apoio-engaste



— Análise Não-Linear Geométrica (NLG) — Carga Crítica (Pcr) — Análise Não-Linear Física e Geométrica (NLFG)

Figura 49 - Curvas carga x deslocamento - modelo M3: apoio-apoio

Observando as curvas obtidas nos modelos M1, M2 e M3, pode-se afirmar que há um padrão nos valores das cargas críticas no sentido de que a condição de menor carga crítica é sempre a de *livre-apoio*, e a de maior carga crítica é a de *apoio-engaste*. De acordo com a Tabela 4, também é verificado que a carga crítica cai conforme o número de módulos aumenta, para uma mesma condição de contorno, com exceção para a condição *apoio-apoio*, que no M3 há um pequeno aumento de carga em relação ao M2, fato este que também ocorreu nos modelos de Yu *et al.* (2004).

De acordo com curvas apresentadas, nota-se que o trecho antes da plastificação coincide com a curva não linear geométrica, demonstrando que os modelos são coerentes. Outro ponto a se notar é que as cargas  $P_{NLFG}$  e  $P_{NLG}$  são sempre menores que a carga crítica obtida, mas são próximas a ela, o que era de se esperar, já que a análise de flambagem utiliza a torre na configuração perfeita e não considera o efeito dos deslocamentos e da plastificação do material. Em relação à capacidade de carga nota-se que a estrutura possui pouca redistribuição de esforços, pelo fato de que o  $P_y$  é muito próximo ou até mesmo igual à carga máxima  $P_{NLFG}$ .

Com o objetivo de avaliar o modelo, são comparadas as razões entre  $P_{cr}/P_t$  e  $P_{NLFG}/P_n$ , onde  $P_t$  é o valor da carga crítica de ensaio e  $P_n$  é a carga encontrada nos modelos feitos por Yu *et al.* (2004). A razão  $P_{cr}/P_t$  tem por objetivo verificar a influência das condições de contorno na capacidade de carga da estrutura e a razão  $P_{NLFG}/P_n$  tem por objetivo verificar a diferença existente entre os valores obtidos neste trabalho e os encontrados por Yu *et al.* (2004).

Os resultados obtidos mostram com clareza que as condições de contorno influenciam na capacidade de carga e no comportamento da torre, lembrando que as condições utilizadas nos modelos são idealizadas. De acordo com a Tabela 4, o coeficiente  $\varepsilon$  varia de 0,58 a 1,45 em M1, de 0,60 a 1,48 em M2 e de 0,58 a 1,14 em M3, o que significa que a capacidade de carga dos modelos M1, M2 e M3 está entre 60 a 150% das cargas obtidas nos ensaios. Isso mostra a influência das condições de apoios sobre a capacidade de carga das torres de escoramentos.

Nos casos reais, onde não é possível garantir as restrições no topo e/ou na base durante a montagem da torre, pode-se considerar a condição *livre-apoio* nas análises. Dessa forma, considerando o topo sem restrição e a base flexível, opta-se por uma condição a favor da segurança.

De acordo com item 3.2.1 deste trabalho, a laje a ser suportada pelas torres gera um travamento lateral, mesmo que mínimo. Assim, considerar um modelo com restrição no

topo é razoável, principalmente em torres altas. Dessa forma uma condição idealizada que poderia ser bem próxima com a que acontece em campo seria a *apoio-apoio*, considerando a base flexível como dito anteriormente, mas como uma restrição no topo. Esse fato é comprovado nos resultados obtidos nas análises, conforme dito a seguir.

Observa-se que, no modelo M1, o valor da carga crítica que mais se aproxima do valor de carga crítica obtida no ensaio é a condição *livre-engaste*, enquanto nos modelos M2 e M3 é a condição *apoio-apoio*. Esse fato pode ocorrer porque no ensaio foram utilizadas duas barras de aço longitudinais para apoiar uma terceira barra transversal para a aplicação da carga. Assim, essa configuração acaba gerando certo travamento lateral no topo da torre, sendo que esse efeito se torna mais visível conforme a torre vai ficando mais alta, como no modelo M2 e M3.

Em relação à razão  $P_{NLFG}/P_n$ , verifica-se que no modelo M1 as condições *apoio-apoio* e *apoio-engaste* obtiveram na maior parte dos casos valores entre 0,88 e 1,14, mostrando o que pode ser considerado adequado, tendo em vista as diferenças entre os modelos computacionais adotados neste trabalho e em Yu *et al.* (2004). Contudo, foram encontrados dois valores (1,18 e 1,31) que podem ser considerados acima do aceitável em se tratando da diferença entre dois modelos computacionais. Uma explicação para esta diferença pode ser a forma como as imperfeições geométricas foram consideradas.

### 5.2.2. Exemplo 2

O objetivo deste exemplo é estudar a possibilidade de substituir o modelo 3D por um modelo 2D, facilitando a geração da geometria e reduzindo o esforço computacional. Inicialmente foi estudada a melhor forma de aplicar as forças nodais no modelo 3D. Em seguida, modelos 2D foram feitos no programa FEMOOP e seus resultados comparados com os modelos 3D analisados utilizando o programa o ABAQUS.

Desta forma, foram criados três modelos, um tridimensional (M3D) e outros dois bidimensionais, um com o Plano 1 (M2D1) e outro com o Plano 2 (M2D2) da torre, que são ilustrados na Figura 50. Os modelos computacionais são de torres compostas por 3 módulos, cuja condição de apoio é considerada como rotulada na base e livre no topo. Foi usada como base a geometria de uma torre que é usualmente utilizada em Fortaleza-CE, que é ilustrada na Figura 51.

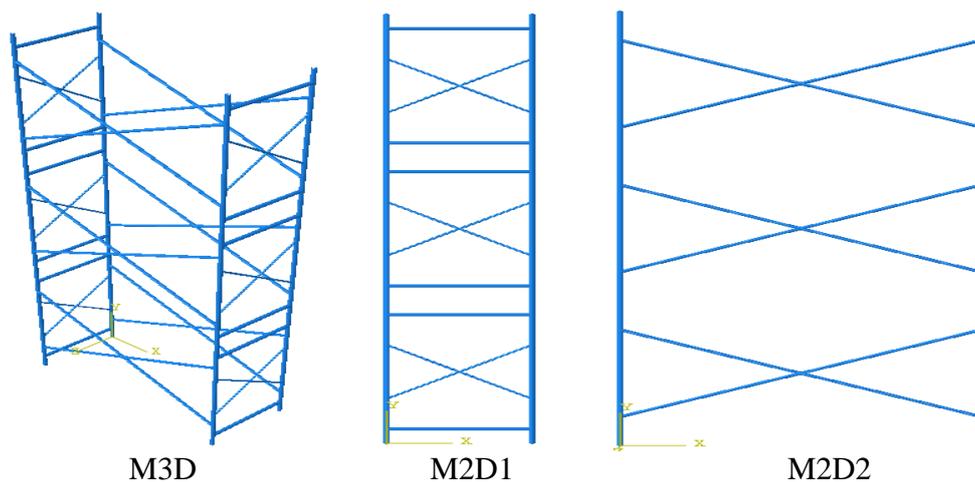


Figura 50 - Modelos utilizados nas análises

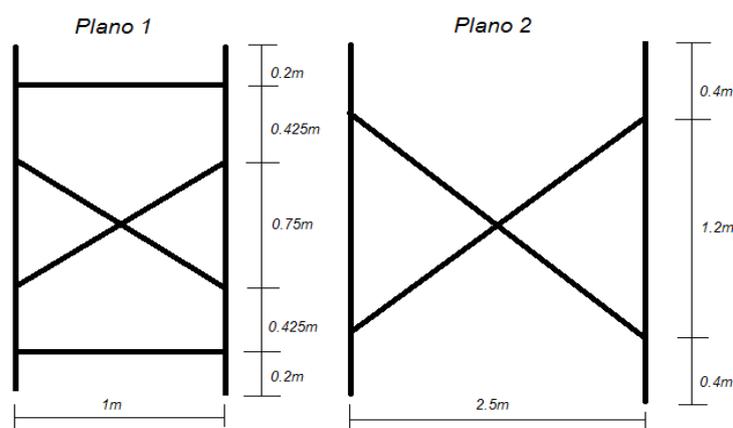


Figura 51 - Dimensões do Plano 1 e Plano 2 da torre.

As características geométricas dos tubos e as propriedades do material estão apresentadas na Tabela 5. Vale ressaltar que as propriedades do material utilizado foram as mesmas que foram usadas no exemplo anterior. Além de facilitar o trabalho, já que neste exemplo o foco ainda é o comportamento estrutural da torre, há também o fato de que os fabricantes dessas torres não fornecem com clareza quais materiais são utilizados em suas peças.

Tabela 5 - Características geométricas e do material

Barra	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$E$ (GPa)	$f_y$ (MPa)
Tubos Principais	48,3	3,05	205	406
Diagonal Plano 1	25,0	3,00	205	406
Diagonal Plano 2	38,1	3,05	205	406

### 5.2.2.1. Influência das Forças Nocionais no Modelo 3D

A fim de estudar a influência da aplicação das forças nocionais no resultado da análise não linear geométrica e física, foi feito um modelo tridimensional (M3D), onde foi

aplicada uma carga de referência de 1kN por perna, além de forças nocionais no valor de 2,5% da carga vertical em ambas as direções. Esse valor de 2,5% foi considerado de acordo com o item 3.2.3 deste trabalho, pois o valor estabelecido de 0,3% da NBR 8800 (2008) é muito pequeno para estruturas provisórias e o valor de 5% da NBR 15696 (2008) muito exagerado, tendo em vista que esta é uma norma recém criada e que ainda não possui critérios bem definidos para a obtenção desse valor.

A modelagem foi feita utilizando elementos de pórtico espacial para as barras verticais, horizontais e diagonais internas, e de treliça para as diagonais de contraventamento.

Essas forças nocionais foram aplicadas em três configurações diferentes, de acordo com a Figura 52, além de ter sido feita uma quarta análise utilizando o método *imperfection*, não havendo, neste caso, uso das forças nocionais. A imperfeição do material foi considerada através dos 80% do valor real do módulo de elasticidade  $E$ , ou seja, foi utilizado um valor de  $E$  igual a 164GPa.

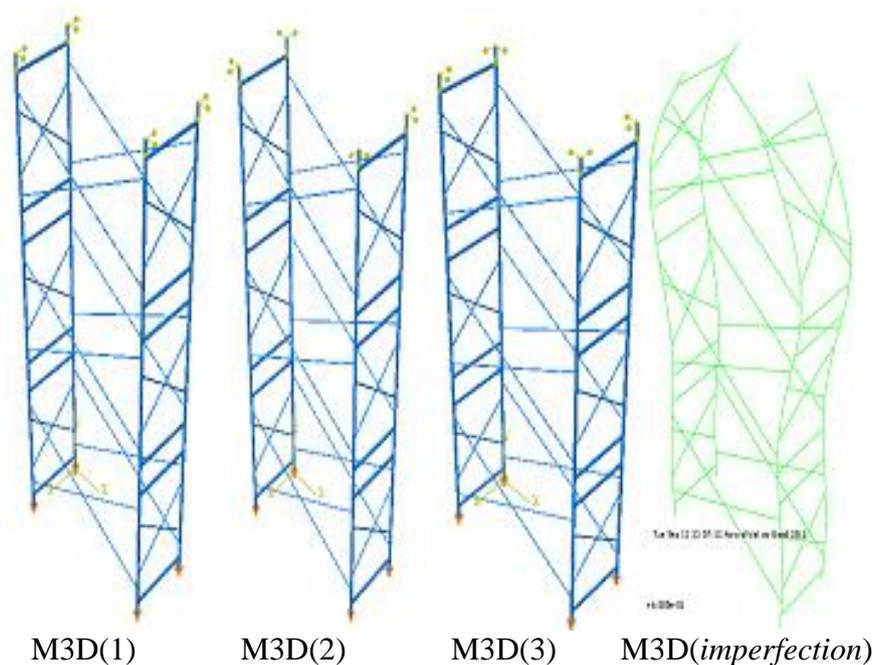


Figura 52 – Modelos M3D analisados.

O primeiro modelo apresenta uma configuração em que as forças nocionais são aplicadas nas mesmas direções nas quatro pernas; no segundo modelo essas forças são aplicadas em sentidos opostos na direção externa à torre; e no terceiro modelo as forças também são aplicadas em sentidos opostos, mas na direção interna à torre.

As curvas carga x deslocamento mostram o comportamento da estrutura conforme as forças nocionais foram aplicadas.

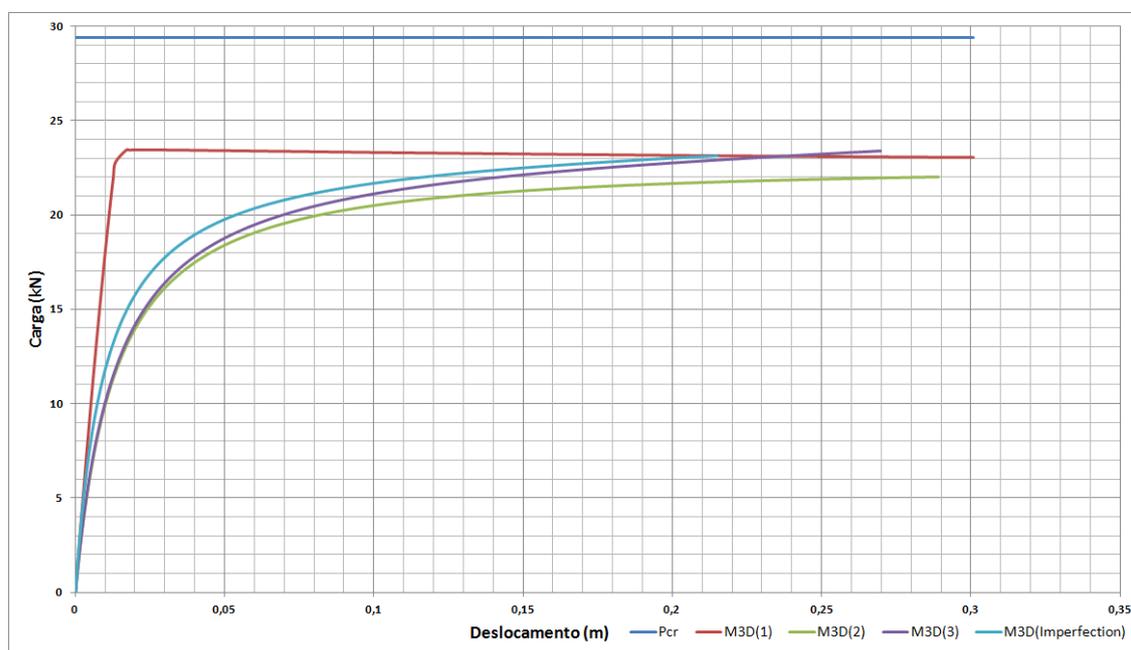


Figura 53 – Curva carga x deslocamento para o modelo M3D.

A reta, na parte superior da Figura 53, indica o valor da carga crítica, que no caso é de 29,39kN. O modelo M3D(1) possui a aplicação das forças nocionais no mesmo sentido para ambas as direções  $x$  e  $y$ , e mostra um comportamento em que a carga chega a um valor limite de 23,465kN para um deslocamento muito pequeno de 2,3 cm. A curva do modelo M3D(2) mostra que para uma carga de 22,02 kN o deslocamento já está em 29 cm, valor considerado alto para este tipo de estrutura.

Já no modelo M3D(3), a curva carga-deslocamento obtida mostra que para uma carga de 23,36kN o deslocamento chega aos 27 cm. Utilizando o método *imperfection*, que usa o primeiro modo de flambagem como imperfeição inicial na estrutura, a curva obtida mostra que para uma carga de 23,143kN o seu deslocamento é aproximadamente de 21,5 cm.

De acordo com as curvas carga-deslocamento obtidas, pode-se concluir que o modelo M3D(1) não representa bem o comportamento da estrutura, pois apesar de obter uma carga máxima próxima às encontradas nos outros modelos, o deslocamento relativo a esta carga é muito pequeno. Isso mostra que essa combinação de forças nocionais não é a mais crítica, sendo então contra a segurança. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato de que as forças nocionais aplicadas não excitam o modo de flambagem da estrutura.

Já os modelos M3D(2) e M3D(3) possuem um comportamento semelhante, para uma mesma faixa de carga e possuem uma mesma faixa de deslocamento. Isso se deve ao fato

de que a combinação das forças nocionais aplicadas favorece a ocorrência do seu modo de flambagem. A representatividade desses modelos é facilmente percebida quando comparado ao modelo M3D (*imperfection*), que utiliza exatamente o primeiro modo de flambagem como imperfeição inicial na estrutura. Nota-se que o comportamento desses três modelos é semelhante.

A melhor opção para aplicar as forças nocionais é a combinação que de fato favorece a deformação da estrutura de acordo com o seu modo de flambagem (modo crítico de deformação), que nos casos estudados, é representado pelos modelos M3D(2) e M3D(3). O uso do método *imperfection*, se possível de ser utilizado pelo usuário, torna-se mais eficiente, pois a estrutura se deforma exatamente de acordo com o modo de flambagem obtido.

#### **5.2.2.2. Comparação dos Modelos 3D e 2D**

Neste item, procura-se simplificar o modelo tridimensional para um bidimensional. Para isso foi usado o modelo M3D(3) para comparar com os modelos bidimensionais idealizados.

Foram gerados dois modelos bidimensionais, um para cada plano da torre. Foi realizada inicialmente uma análise de carga crítica para obter o modo de flambagem da estrutura e, em seguida, uma análise não linear geométrica e física, aplicando as forças nocionais de acordo com os comentários da seção anterior.

A modelagem bidimensional foi feita utilizando elementos de pórtico para as barras verticais, horizontais e diagonais internas, para o Plano 1, que foi discretizado com 96 elementos. Já para o Plano 2 foram utilizados os mesmos elementos de pórtico para as barras verticais, e elementos de treliças para as diagonais de contraventamento. A malha de elementos finitos gerada era composta por 36 elementos. Contudo, é importante ressaltar que, na diagonal de contraventamento, foi utilizado apenas um elemento de treliça, pois a ligação destas diagonais às outras barras é feita por meio de pinos (ligação rotulada). Nesse caso os modelos utilizados estão representados de acordo com a Figura 54. As curvas carga x deslocamento, representadas na Figura 55, mostram os resultados das análises.

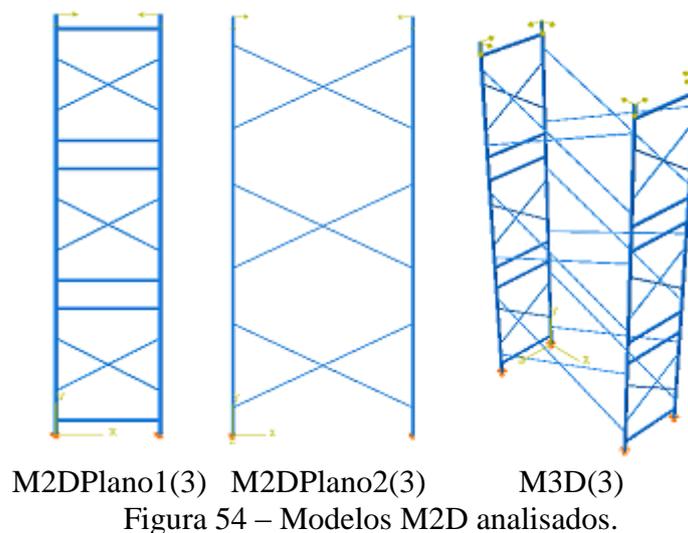


Figura 54 – Modelos M2D analisados.

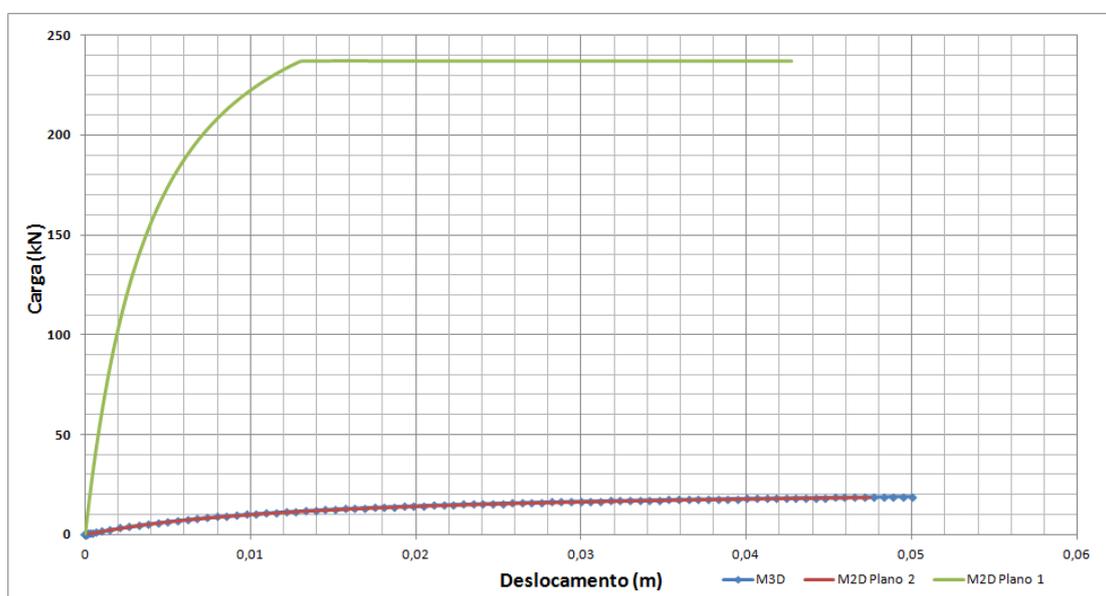


Figura 55 – Curva carga x deslocamento comparativo dos modelos 3D e 2D.

De acordo com os resultados obtidos, tem-se que o valor da carga crítica para o M3D é de 29,39 kN; já para o M2D Plano 1 é de 232,41kN e do M2D Plano 2 é de 29,27kN. Sendo assim, fica claro que o Plano 2 representa o plano crítico da estrutura. Esse fato é fácil de observar pelas curvas dos modelos M3D e M2D Plano 2, que são praticamente idênticas, mostrando que o Plano 2 da torre corresponde ao plano onde a torre flamba.

Portanto, é possível adotar um modelo 2D para a análise desta torre, desde que este modelo corresponda ao plano que fornece a menor carga de flambagem da estrutura, que no caso em estudo foi o Plano 2.

### 5.2.2.3. Influência das Forças Nocionais no Modelo 2D

Com o modelo tridimensional simplificado, parte-se, agora, para confirmar os resultados obtidos nos exemplos 1 e 2. Dessa forma, será avaliada a influência das forças nocionais no modelo simplificado da torre, e ver como ela se comporta. Sendo assim foram utilizados os modelos representados na Figura 56.

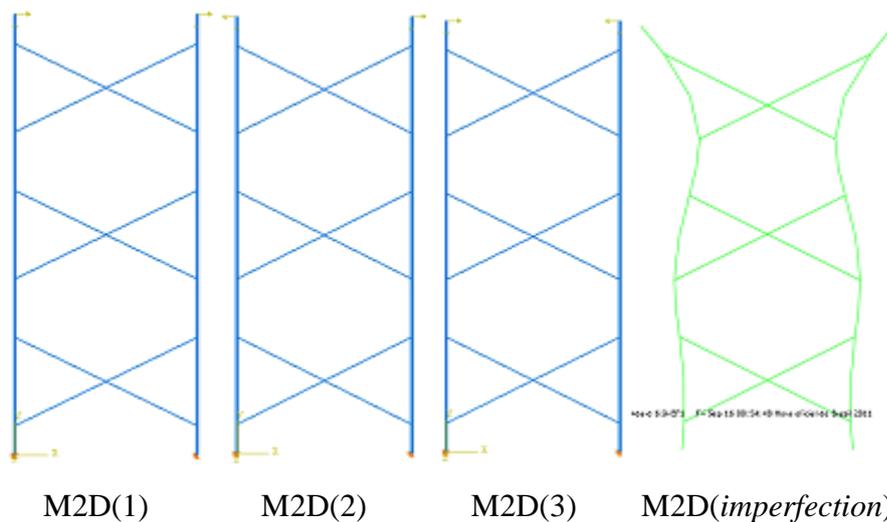


Figura 56 – Modelos M2D analisados.

A seguir são apresentadas as curvas carga-deslocamento obtidas para cada modelo, tanto bidimensionais quanto tridimensionais.

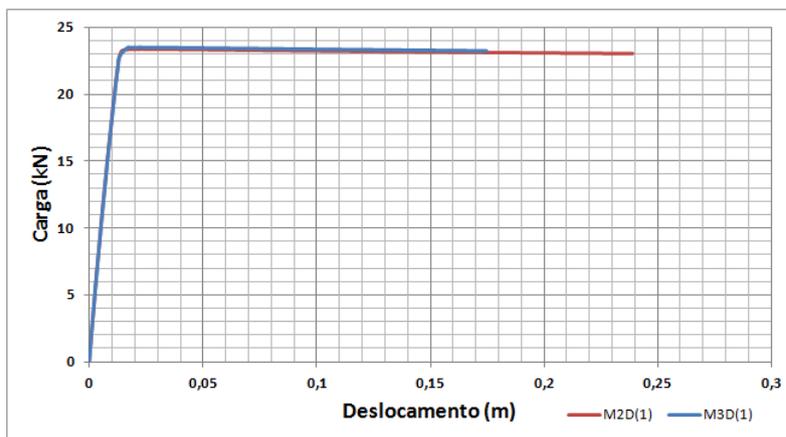


Figura 57 – Curva carga x deslocamento modelos M3D(1) e M2D(1).

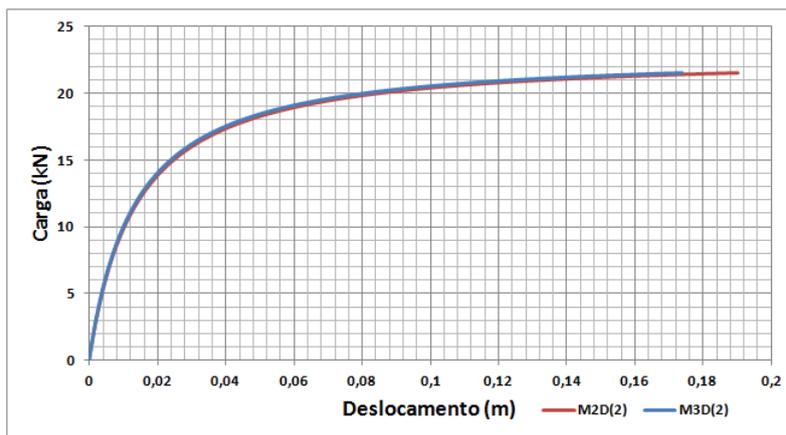


Figura 58 - Curva carga x deslocamento modelos M3D(2) e M2D(2).

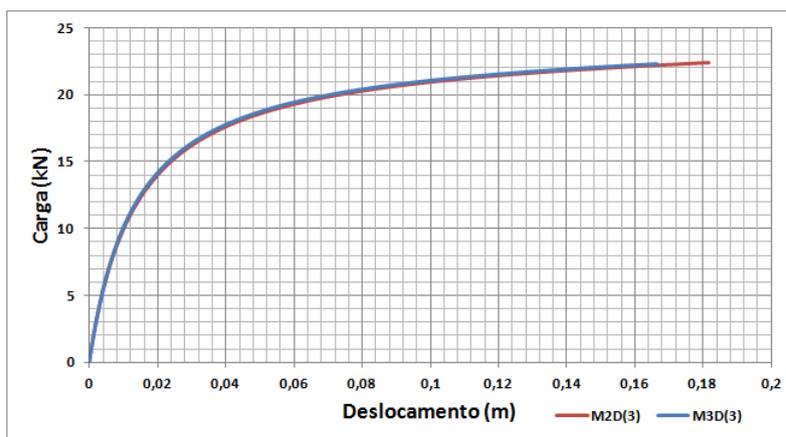


Figura 59 - Curva carga x deslocamento modelos M3D(3) e M2D(3).

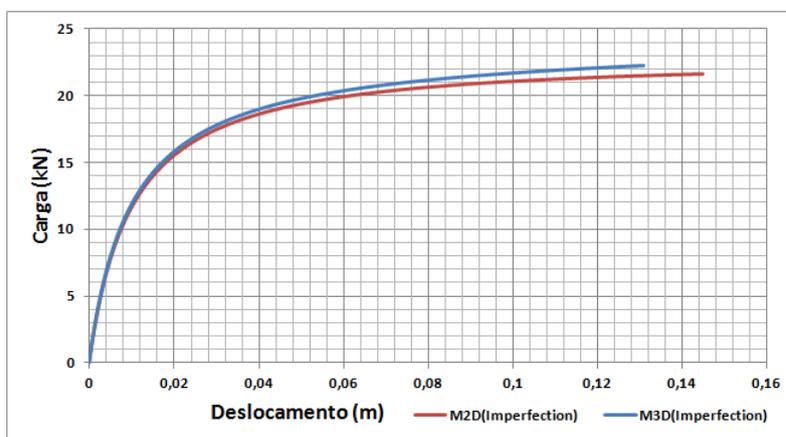


Figura 60 - Curva carga x deslocamento modelos M3D(*imperfection*) e M2D(*Imperfection*).

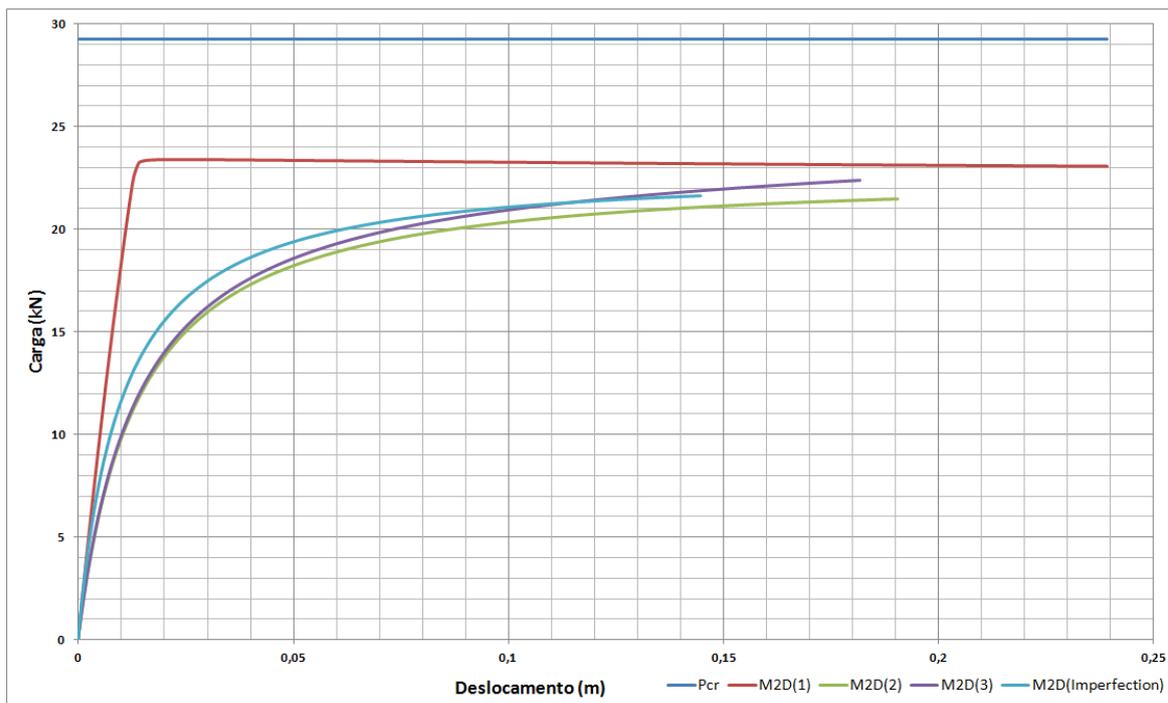


Figura 61 - Curvas carga x deslocamento para os modelos M2D.

A Figura 57, a Figura 58, a Figura 59 e a Figura 60 mostram que o comportamento de cada modelo bidimensional é praticamente idêntico aos dos modelos tridimensionais, comprovando a mesma influência das combinações das forças nocionais no comportamento da estrutura, além de mostrar a possibilidade de simplificação do modelo tridimensional.

Na Figura 61 a reta acima indica o valor da carga crítica, que no caso é de 29,27kN. O modelo M2D(1) possui a aplicação das forças nocionais no mesmo sentido para ambas as direções  $x$  e  $y$ , e mostra um comportamento em que a carga chega a um valor limite de 23,387kN para um deslocamento muito pequeno de 2,3 cm. Por outro lado, nos modelos M2D(2) e M2D(3), a aplicação das forças nocionais é feita em sentidos opostos para as direções  $x$  e  $y$ , sendo que no modelo M3D(2) é o inverso do M2D(3), de acordo com a Figura 56.

A curva do modelo M2D(2) mostra que, para uma carga de 21,5 kN, o deslocamento é 19 cm, valor considerado alto para esse tipo de estrutura. Já no modelo M2D(3), a curva carga-deslocamento obtida mostra que para uma carga de 22,39kN o deslocamento atinge o valor de 18 cm. Utilizando o método *imperfection*, a curva obtida mostra que para uma carga de 21,63kN o seu deslocamento é aproximadamente de 14,5 cm.

Pode-se perceber que o comportamento visto nas curvas do M2D, quando comparados com os do M3D, são praticamente iguais, mostrando que o modelo simplificado é válido. Nota-se também que, em relação aos valores das cargas e seus respectivos deslocamentos,

o modelo bidimensional obteve para a mesma faixa de carga, deslocamentos menores do que os encontrados no modelo tridimensional, mas de uma ordem de grandeza alta para a estrutura considerada.

Verifica-se que a influência das forças nocionais nos modelos bidimensionais é análoga à obtida nos modelos tridimensionais, mostrando mais uma vez que a simplificação do modelo 3D por um 2D é razoável. Verifica-se também que a melhor opção para aplicar as forças nocionais é aquela que induz a deformação da torre na forma do seu modo de flambagem, configurando-se como a imperfeição crítica para a torre.

#### 5.2.2.4. Comparativo dos Resultados entre Programas Computacionais

Esse exemplo tem como objetivo comparar os programas ABAQUS e FEMOOP que serão utilizados para as futuras análises utilizadas nas verificações de segurança. Os modelos deste exemplo são os mesmos M2D utilizados anteriormente e os resultados das curvas carga x deslocamento obtidos pelos 2 programas são comparados.

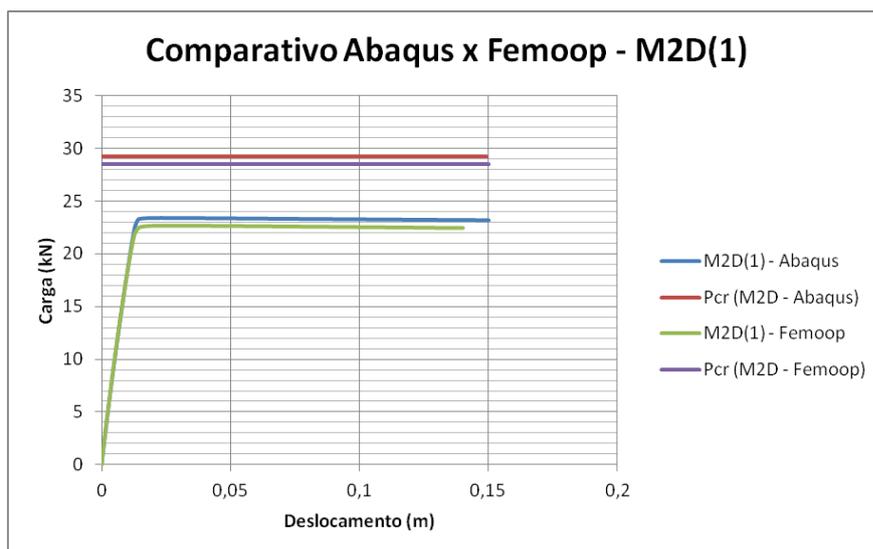


Figura 62 – Comparativo ABAQUS x FEMOOP M2D(1).

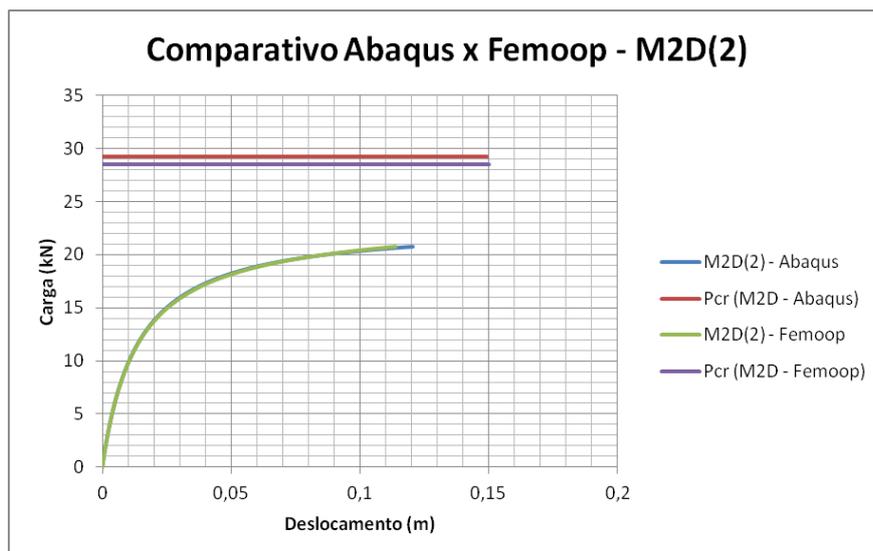


Figura 63 - Comparativo ABAQUS x FEMOOP M2D(2).

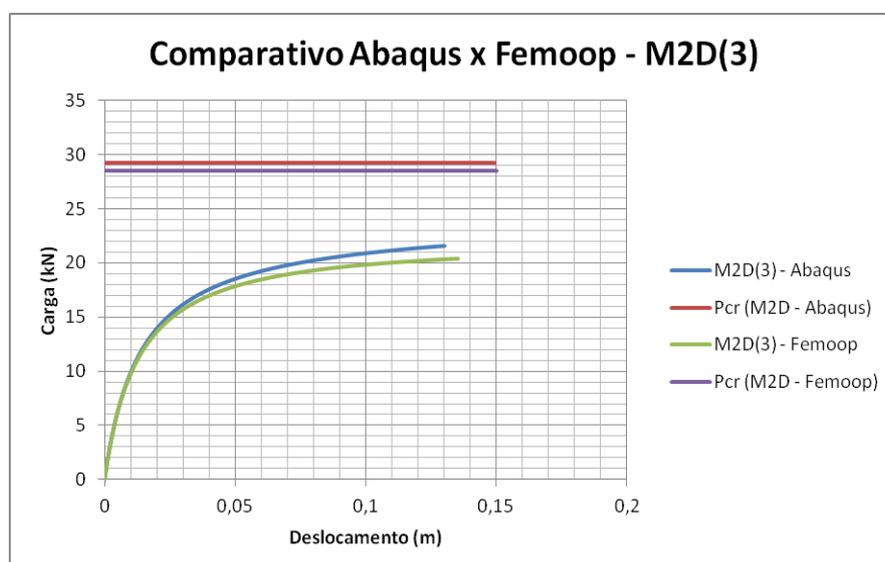


Figura 64 - Comparativo ABAQUS x FEMOOP M2D(3).

De acordo com as Figuras 62 - 64, verifica-se que os valores das cargas críticas obtidas pelo FEMOOP (28,47kN) estão um pouco abaixo dos encontrados pelo ABAQUS (29,27kN), sendo a diferença de aproximadamente 3%, o que significa um bom resultado. As curvas não lineares também apresentam essa característica de ter valores um pouco abaixo dos resultados obtidos pelo ABAQUS.

As análises feitas pelo FEMOOP apresentam bons resultados quando comparados aos obtidos pelo ABAQUS, sendo um pouco a favor da segurança, garantindo seu uso. As pequenas diferenças entre os resultados podem ser consequência da diferença dos elementos utilizados e da discretização da malha. No caso do FEMOOP foi utilizado o elemento de pórtico plano corrotacional descrito por Crisfield (1991) baseado na Teoria Clássica de Vigas (Euler-Bernoulli).

Vale ressaltar que todos os resultados obtidos até o momento foram apenas para um tipo de torre, sendo necessária a realização de estudos em outros tipos de torres.

### 5.2.3. Exemplo 3

Neste exemplo repetiu-se todos os passos do exemplo anterior só que utilizando uma torre tipo porta com 3 módulos de altura, com a mesma geometria e material da que foi usada no Exemplo 1 (Tabela 2). Foram feitos então um modelo tridimensional e dois bidimensionais, um para cada plano da torre, de acordo com a Figura 65, considerando a condição de apoio na base como flexível e o topo sem restrições laterais.

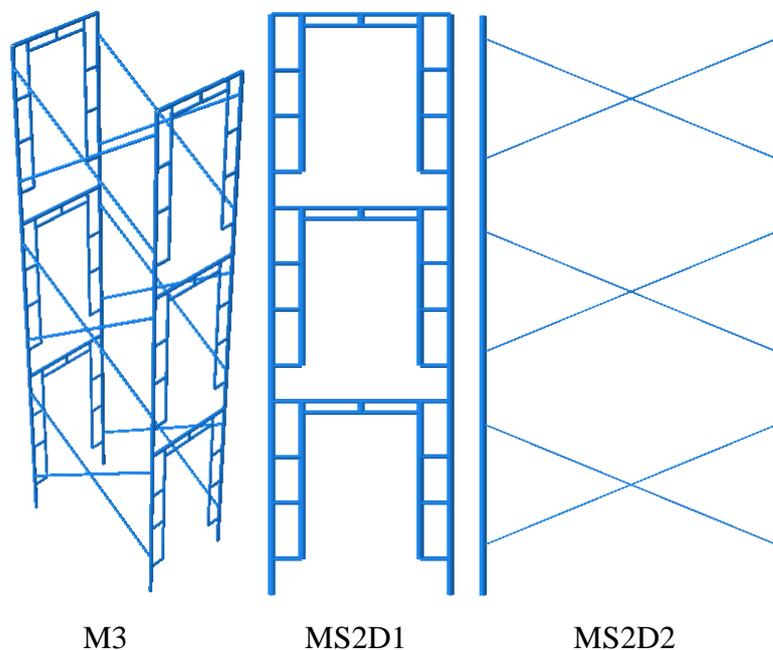


Figura 65 – Modelos utilizados nas análises.

#### 5.2.3.1. Influência das Forças Nocionais no Modelo 3D

Com o objetivo de se estudar também a influência da aplicação das forças nocionais no resultado da análise não linear geométrica e física, foi utilizado o modelo M3 do exemplo 1, sendo que, neste caso, foi aplicada uma carga de referência de 1kN por perna, além de forças nocionais no valor de 2,5% da carga vertical em ambas as direções, de acordo com o item 3.2.3 deste trabalho.

Essas forças nocionais foram aplicadas em três configurações diferentes, de acordo com a Figura 66, além de ter sido feita uma quarta análise utilizando o método

*imperfection*, não havendo, nesse último caso, o uso das forças nocionais. A imperfeição do material foi considerada através dos 80% do valor real do módulo de elasticidade  $E$ , ou seja, foi utilizado um valor de  $E_c$  igual a 164GPa.

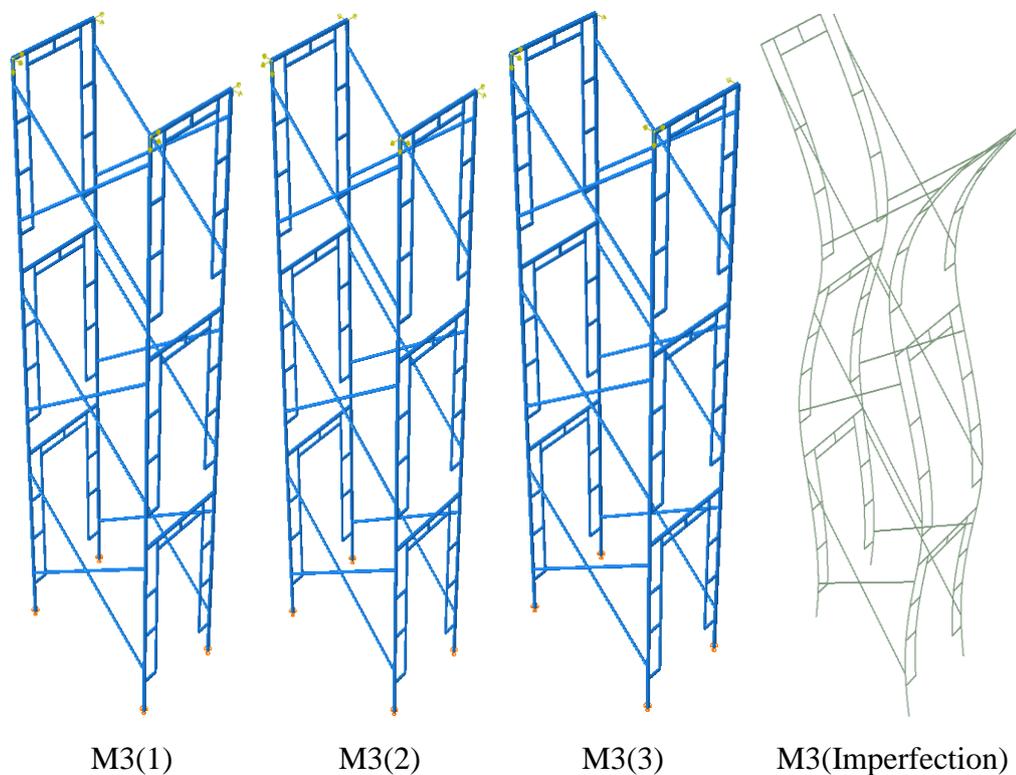


Figura 66 – Modelos M3 analisados.

Como no exemplo anterior, o primeiro modelo apresenta uma configuração em que as forças nocionais são aplicadas nas mesmas direções nas quatro pernas; no segundo modelo essas forças são aplicadas em sentidos opostos na direção externa à torre; e no terceiro modelo as forças também são aplicadas em sentidos opostos, mas na direção interna à torre. As curvas carga x deslocamento mostram o comportamento da estrutura conforme as forças nocionais foram aplicadas.

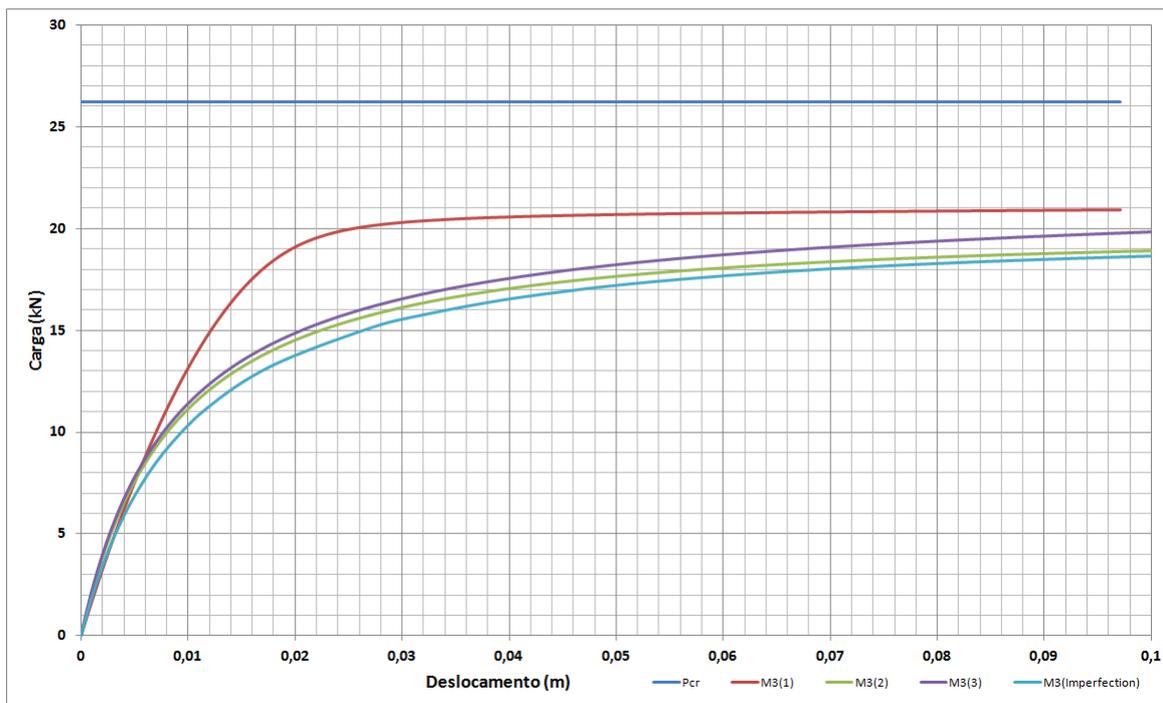


Figura 67 – Curvas Carga x Deslocamento para o modelo M3.

A reta acima, na Figura 67, indica o valor da carga crítica, que no caso é de 26,221kN. O modelo M3(1), que possui a aplicação das forças nocionais no mesmo sentido para ambas as direções  $x$  e  $y$ , mostra um comportamento em que a carga atinge um valor de 20,32 kN para um deslocamento muito pequeno de apenas 3,0 cm. A curva do modelo M3(2) mostra que para uma carga de 19,22 kN o deslocamento já é 10cm. Já no modelo M3(3), a curva carga-deslocamento obtida mostra que para uma carga de 20,28 kN o deslocamento chega aos 13 cm. Utilizando o método *imperfection*, que usa o primeiro modo de flambagem como imperfeição inicial na estrutura, a curva obtida mostra que para uma carga de 19,06 kN o seu deslocamento é aproximadamente de 14 cm.

Assim como observado no exemplo anterior, a curva que representa o modelo M3(1) não representa bem o comportamento da estrutura, pois apesar de obter uma carga máxima próxima às encontradas nos outros modelos, o deslocamento relativo a essa carga é muito pequeno, o que mostra que essa combinação de forças nocionais não é a mais crítica. Graficamente nota-se a grande diferença na curva obtida através desse modelo em relação aos demais.

Já os modelos M3(2), M3(3) e M3 (*imperfection*) possuem um comportamento semelhante, para uma mesma faixa de carga e possuem uma mesma faixa de deslocamento. Isso se deve ao fato de que a combinação das forças nocionais aplicadas favorece a ocorrência do seu modo de flambagem.

Verifica-se novamente que a forma de aplicação das forças nocionais influencia significativamente o comportamento da estrutura e que a melhor opção para aplicar as forças nocionais é a combinação que de fato favorece a deformação da estrutura de acordo com o seu modo de flambagem, que seria o modo crítico de deformação.

### **5.2.3.2. Comparação dos Modelos 3D e 2D**

Com o estudo da influência das forças nocionais realizado, parte-se mais uma vez, para tentar simplificar o modelo tridimensional para um bidimensional. Para isso utilizou-se o modelo M3(3) para comparar com os modelos bidimensionais feitos.

Foram feitos dois modelos bidimensionais, um para cada plano da torre. Primeiramente é feita uma análise de carga crítica para obter o modo de flambagem da estrutura e depois é feita uma análise não linear geométrica e física, aplicando-se as forças nocionais de acordo com os comentários na seção anterior.

A modelagem bidimensional foi feita utilizando elementos de pórtico plano para as barras verticais e barras internas, para o Plano 1, que foi discretizado em uma malha com 321 elementos. No Plano 2 foram utilizados elementos de pórtico plano para as barras verticais, e elementos de treliças para as diagonais de contraventamento, resultando em uma malha com 36 elementos. Nesse caso os modelos utilizados estão representados de acordo com a Figura 68 e as curvas carga x deslocamento podem ser vistas na Figura 69.

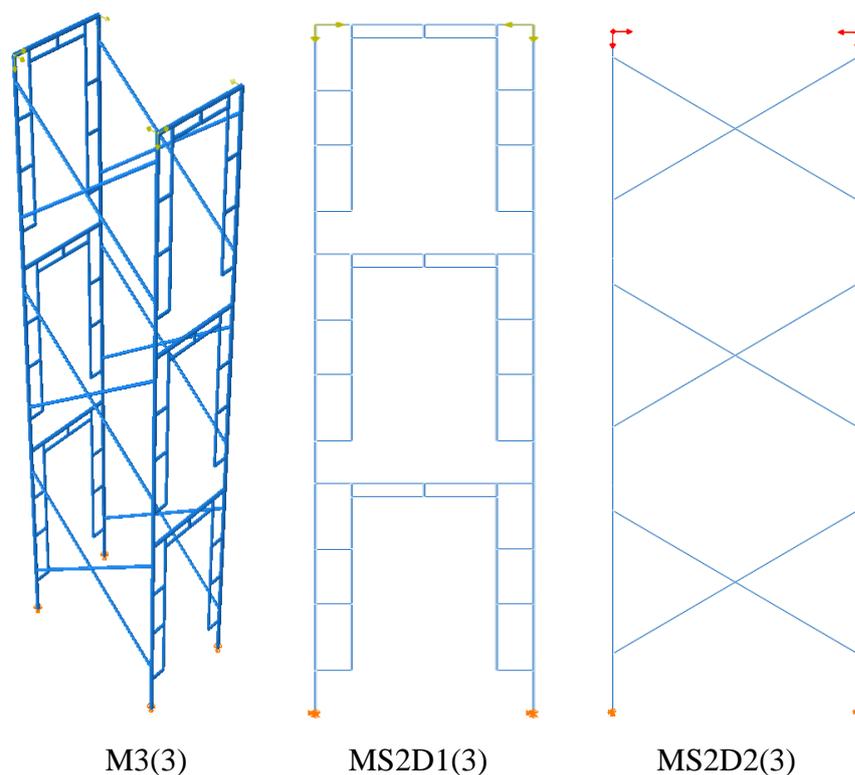


Figura 68 – Modelos MS2D analisados.

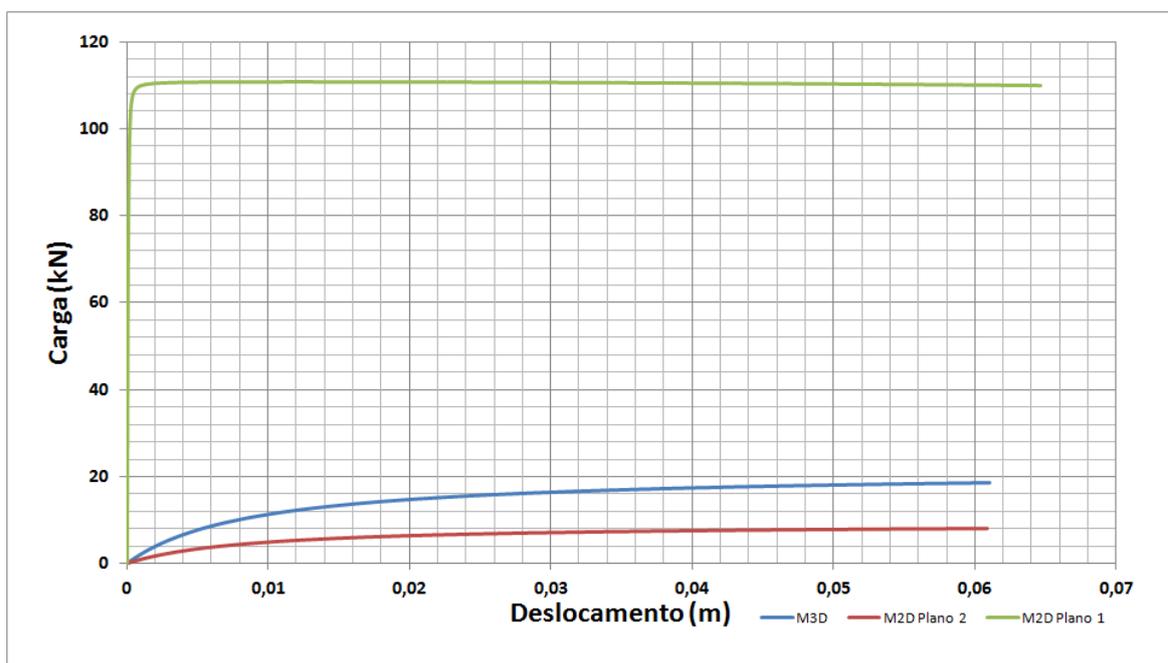


Figura 69 - Curva carga x deslocamento comparativo dos modelos 3D e 2D.

De acordo com os resultados obtidos, tem-se que o valor da carga crítica para o M3 é de 26,22 kN, para o MS2D1 é 137,32 kN e para o MS2D2 é de 11,41 kN. Assim, fica claro que nesse exemplo não é possível simplificar o modelo. Provavelmente isso se deve à influência das barras que compõem a porta, que aumentam a rigidez da estrutura fora do

plano, mas não são consideradas no modelo 2D. Este exemplo mostra que nem sempre é viável a simplificação de um modelo 3D para um 2D. Portanto, é necessário avaliar a viabilidade do uso do modelo 2D para o tipo de torre considerado, antes de fazer a verificação da segurança desta torre.

#### 5.2.4. Exemplo 4

Esse último exemplo aborda a verificação da segurança de um tipo de torre de acordo com o procedimento descrito no Capítulo 4. Assim, dois modelos computacionais serão idealizados, um 3D e outro 2D, cuja simplificação já foi verificada.

No modelo tridimensional não será utilizada a automatização feita neste trabalho por motivos já discutidos anteriormente. Assim, a verificação da segurança da torre será feita através de uma análise não linear elastoplástica, o que permite obter a carga do início da plastificação e identificar as barras críticas, ou seja, aquelas que primeiro plastificam.

No modelo bidimensional o programa FEMOOP será adotado para fazer as análises e, neste caso, será utilizada a automatização feita para a verificação de cada barra da torre em estudo. Os resultados desta verificação serão comparados com a verificação tridimensional com o objetivo de obter mais confiabilidade na simplificação dos modelos 3D para 2D.

##### 5.2.4.1. Exemplo Tridimensional

Neste caso, dois modelos tridimensionais (M3V1 e M3V2) serão gerados utilizando como base a torre usada no Exemplo 2, comumente utilizada em Fortaleza-CE. Dessa forma, considerar-se-á a mesma geometria do modelo M3D do Exemplo 2 (ver Figura 51). Nesse exemplo, foi utilizado um material que normalmente é usado em torres de escoramentos aqui no Brasil, neste caso o aço SAE 1020. A Tabela 6 mostra as propriedades consideradas neste exemplo.

Tabela 6 - Características geométricas e do material

Barra	$D$ (mm)	$t$ (mm)	$E$ (GPa)	$f_y$ (MPa)
Tubos Principais	48,3	3,05	206	210
Diagonal Plano 1	25,0	3,00	206	210
Diagonal Plano 2	38,1	3,05	206	210

Nos dois modelos as condições de apoio serão consideradas flexíveis, ou seja, rotuladas, mas as restrições no topo da torre mudam: o modelo M3V1 não possui restrição

lateral, enquanto o modelo M3V2 possui uma restrição lateral para simular o travamento que é causado devido ao peso da estrutura a ser escorada.

#### 5.2.4.1.1. Torre sem Restrição Lateral no Topo

Em relação ao carregamento, foi aplicada uma carga de referência de 30kN por perna, pois de acordo com a análise de estabilidade já feita, a carga crítica deste modelo é de 29,39 kN. Além disso, foram aplicadas forças nocionais no valor de 2,5% da vertical em ambas as direções, para a consideração das imperfeições geométricas iniciais. A malha do modelo foi discretizada em 216 elementos de viga, sendo que nesse caso foi utilizada a teoria de Timoshenko, que contempla o cisalhamento no elemento. O uso deste elemento é necessário porque os elementos finitos do ABAQUS baseados na teoria clássica não imprimem os valores da força cortante, tornando impossível a verificação da segurança em relação a este esforço.

Assim, segundo o item 4.2.1 deste trabalho, calcularam-se inicialmente os fatores de redução  $\chi$  e  $Q$ , associados à resistência à compressão e à flambagem local, respectivamente. Em seguida, foi realizado o cálculo do  $N_{c,Rd}$  de acordo com a Eq. (30).

O fator  $Q$  pode ser calculado independentemente da análise, pois apenas características geométricas e do material são utilizadas, não havendo necessidade do uso de nenhum dos esforços internos. Sendo assim, de acordo com a Eq. (32), e verificando a Tabela 6, tem-se que o valor de  $Q$  é igual a 1,00, o que nos mostra que não é necessário considerar o efeito da flambagem local na verificação da barra. Pode-se observar, então, que a torre entrará em colapso quando houver a plastificação de uma das barras.

Assim, considera-se que a barra crítica é aquela onde se dá início a plastificação, e consequentemente os esforços serão retirados dela, no momento em que ela plastifica. A Figura 70 mostra as barras que primeiramente plastificaram e a Tabela 7 fornece os esforços retirados da análise. O seu comprimento, área de seção transversal e momento de inércia, que são dados necessários para a verificação da sua segurança, são também fornecidos.

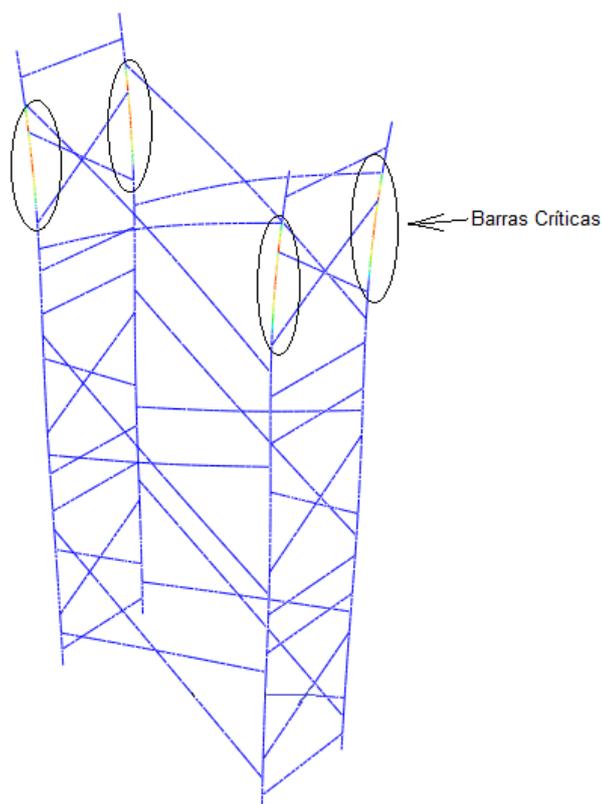


Figura 70 - Início da plastificação na torre no modelo M3V1.

O fator  $\chi$  é dependente do índice de esbeltez reduzido  $\lambda_0$ , onde seu cálculo é dado pela Eq. (36). Consequentemente, de posse de todos os dados necessários, obtém-se o valor do  $N_{c,Rd}$ . Logo após é verificada a relação  $\lambda$ , onde seu valor não pode ultrapassar o valor da Eq. (44). Em seguida, passa-se para o cálculo do  $M_{Rd}$ , que exige a obtenção dos valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes ao início do escoamento ( $\lambda_r$ ) e à plastificação ( $\lambda_p$ ). Esses índices também servem para classificar a seção da barra em compacta, não-compacta e esbelta. A partir desses dados verifica-se que o cálculo do  $M_{Rd}$  é feito de acordo com a Eq. (45). Para o cálculo do  $V_{Rd}$ , utilizou-se a Eq.(40). A Tabela 8 mostra todos esses valores calculados.

Tabela 7 - Características das barras críticas e esforços na plastificação.

$L$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$N_{sd}$ (N)	$M_{sdx}$ (N.m)	$M_{sdy}$ (N.m)	$V_{sd}$ (N)
1,20	1,115e-7	4,336e-4	19.845,0	19,89	806,984	528,249

Tabela 8 - Valores obtidos para a verificação da barra.

$Q$	$\chi$	$\lambda_0$	$\lambda$	$\lambda_r$	$\lambda_p$	$N_{c,Rd}$	$M_{rd}$	$V_{rd}$
1,00	0,785	0,761	15,83	304,095	68,667	64.974,005	1.194,045	24.830,0

Como resultados, tem-se a verificação da barra propriamente dita, onde foi verificada primeiramente a segurança quanto ao esforço cortante, e depois quanto à flexão composta.

Para isso, foi criado um Índice de Falha, que indica se a barra falha ou não diante dessas verificações. Esse índice possui uma faixa segura que varia de 0 a 1, sendo que se o valor desse índice ultrapassar 1, significa que a barra não está segura.

Assim, quanto à verificação ao esforço cortante, utilizando os valores de  $V_{sd}$  e de  $V_{rd}$ , obtidos da Tabela 7 e Tabela 8, respectivamente, e substituindo-os na Eq. (39), obtemos um índice de falha igual a 0,0213, demonstrando que a barra está segura quanto a esse esforço. Verificando agora quanto à flexão composta, como a relação entre  $N_{sd}$  e  $N_{c,Rd}$  é maior que 0,2, a verificação se dá através da Eq. (54). Fazendo os cálculos necessários obtém-se um Índice de Falha igual 0,92, ou seja, a barra não falha de acordo com a NBR 8800:2003, mostrando que, mesmo entrando em estado de plastificação, a barra ainda possui certa resistência. Dessa forma, a mesma barra foi verificada, alguns passos após a plastificação, obtendo-se, assim, a carga que realmente ocasiona a falha da mesma diante da verificação.

Após 23 passos, a barra crítica falha para os esforços indicados na Tabela 9. Fazendo novamente a verificação através da implementação, obtém-se um índice de falha para o cortante igual a 0,0246, e quanto a flexão composta o índice de falha passa a ser 1,006. Dessa forma a barra falha e o valor da carga correspondente a essa falha é de 19.98kN que representa 68% do valor da carga crítica da torre.

Tabela 9 - Características das barras críticas no momento da falha.

$L$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$N_{sd}$ (N)	$M_{sdx}$ (N.m)	$M_{sdy}$ (N.m)	$V_{sd}$ (N)
1,20	1,115e-7	4,336e-4	20.327,8	20,89	911,141	611,541

Os dois gráficos superiores na Figura 71 representam o limite de segurança para as duas direções, ou seja, para valores abaixo da reta, a barra está segura, para valores acima, a barra falha. O ponto em azul representa a barra utilizada na verificação. Os gráficos inferiores representam os valores para  $Q$  e  $\chi$ , respectivamente.

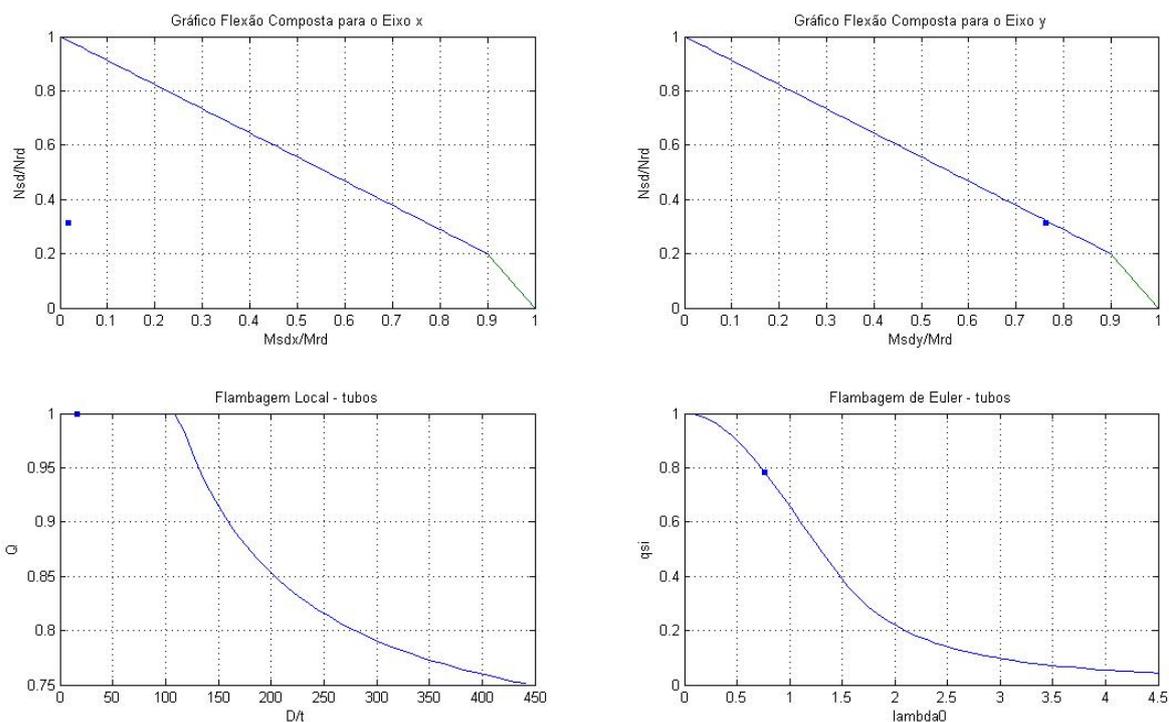


Figura 71 - Gráficos gerados pela implementação.

Diante dos resultados obtidos na verificação da segurança da barra, observa-se que, como esperado, a barra escolhida, por ser a primeira a entrar em processo de plastificação, realmente falha quando submetida à flexão composta.

Através da Figura 71, nota-se que o ponto azul no gráfico está exatamente em cima da linha que delimita a zona de segurança, mas apenas em relação ao eixo  $y$ , ou seja, a barra falha em relação ao eixo  $y$ , mas passa em relação ao eixo  $x$ . Vale lembrar que o efeito da flambagem local seria desprezado para qualquer barra constituinte da torre, pois o valor de  $Q$  é igual a 1,0.

É importante notar que o efeito do cisalhamento é muito pequeno em relação aos dos momentos e forças axiais, apresentando um índice de falha de 0,0246 enquanto para a flexão composta este índice é 1,006. Estes resultados indicam que a falha das torres de escoramento ocorrem principalmente devido aos efeitos da flexão composta.

#### 5.2.4.1.2. Torre com Restrição Lateral no Topo

Em relação ao carregamento, foi aplicada uma carga de referência de 60kN por perna, pois de acordo com a análise de estabilidade feita, a carga crítica deste modelo é de 56,98 kN. No entanto, não foi aplicada nenhuma força nomencl para a consideração das imperfeições geométricas iniciais, pelo fato de que a aplicação das mesmas não teria o efeito desejado devido à restrição lateral imposta. Nesse caso foi utilizado o método

*imperfection* com uma amplitude no valor de 0,01. A malha do modelo foi discretizada em 216 elementos de viga com a formulação de Timoshenko, que contempla o cisalhamento no elemento.

Este modelo foi feito da mesma forma do modelo anterior, ou seja, primeiramente foram calculados os fatores de reduções  $\chi$  e  $Q$ , associados à resistência à compressão e à flambagem local, respectivamente.

Sendo assim, de acordo com a Eq. (32), e verificando a Tabela 6, tem-se que o valor de  $Q$  é igual a 1,00, mostrando que não é necessário considerar o efeito da flambagem local na verificação da barra. Assim como ocorreu anteriormente, considerou-se que a barra crítica é aquela onde se inicia a plastificação, e conseqüentemente os esforços serão retirados dela, no momento em que ela plastifica.

A Figura 72 mostra as barras que primeiramente plastificaram e a Tabela 10 mostra os esforços retirados da análise além de seu comprimento, área de seção transversal e momento de inércia, que são dados necessários para a verificação da sua segurança.

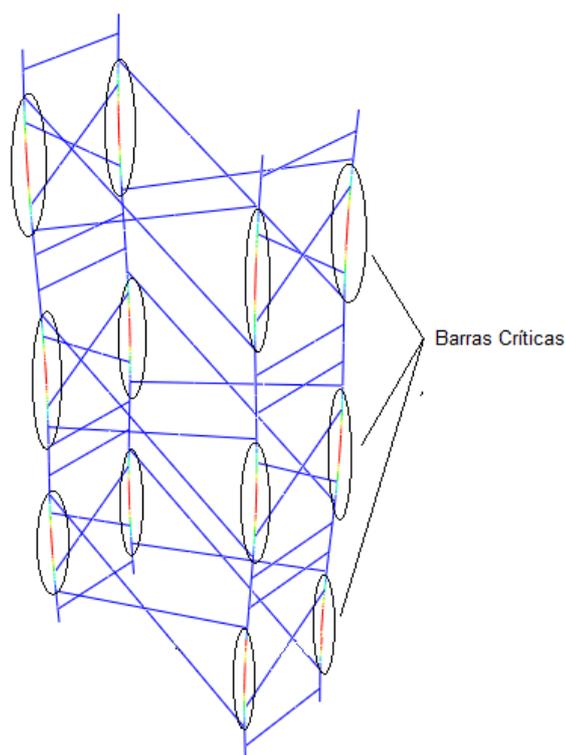


Figura 72 - Início da plastificação na torre no modelo M3V2.

A Figura 72 mostra as barras que primeiramente plastificaram e a Tabela 10 mostra os esforços retirados da análise além de seu comprimento, área de seção transversal e momento de inércia, que são dados necessários para a verificação da sua segurança. Com base nestes valores são calculados as resistências  $N_{c,Rd}$ , utilizando a Eq. (31),  $M_{Rd}$ ,

utilizando a Eq. (45), e  $V_{Rd}$ , utilizando a Eq.(40). A Tabela 11 mostra os valores calculados.

Tabela 10 - Características das barras críticas no momento da plastificação.

$L$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$N_{sd}$ (N)	$M_{sdx}$ (N.m)	$M_{sdy}$ (N.m)	$V_{sd}$ (N)
1,20	1,115e-7	4,336e-4	31.491,4	15,1898	712,017	785,323

Tabela 11 - Valores obtidos para a verificação da barra.

$Q$	$\chi$	$\lambda_0$	$\lambda$	$\lambda_r$	$\lambda_p$	$N_{c,Rd}$	$M_{rd}$	$V_{rd}$
1,00	0,785	0,761	15,83	304,095	68,667	64.974,005	1.194,045	24.830,0

É importante perceber que as barras que falharam simultaneamente são iguais. Esse fato ocorre porque o modo de flambagem da torre é simétrico. Sendo assim, quaisquer barras que plastificaram possuem os mesmos esforços e conseqüentemente o mesmo Índice de Falha.

Desta forma, como resultados, tem-se a verificação da barra propriamente dita, onde foi verificada primeiramente a segurança quanto ao esforço cortante, e depois quanto à flexão composta.

Assim, quanto à verificação ao esforço cortante, utilizando os valores de  $V_{sd}$  e de  $V_{rd}$ , obtidos da Tabela 10 e Tabela 11, respectivamente, e substituindo-os na Eq. (39), obtém-se um Índice de Falha ao Cortante igual a 0,0316. Isso demonstra que a barra está segura quanto ao cortante. Verificando agora quanto à flexão composta, como a relação entre  $N_{sd}$  e  $N_{c,Rd}$  é maior que 0,2, a verificação se dá através da Eq. (54). Fazendo os cálculos necessários obtém-se um Índice de Falha igual 1,026. Uma vez que a falha ocorre exatamente no instante em que o Índice de Falha ultrapassa o valor de 1,0, nota-se que nesse caso as barras já haviam falhado um pouco antes do início da plastificação.

O valor da carga correspondente a essa falha é de 31,504kN, que representa 55% do valor da carga crítica da torre. No anexo estão mostrados os arquivos de saída de dados do exemplo feito com todos os valores mencionados anteriormente, além dos valores dos Índices de Falha.

Os dois gráficos superiores na Figura 73 representam o limite de segurança para as duas direções, ou seja, para valores abaixo da reta, a barra está segura, para valores acima, a barra falha. O ponto em azul representa a barra utilizada na verificação. Os gráficos inferiores representam os valores para  $Q$  e  $\chi$ , respectivamente.

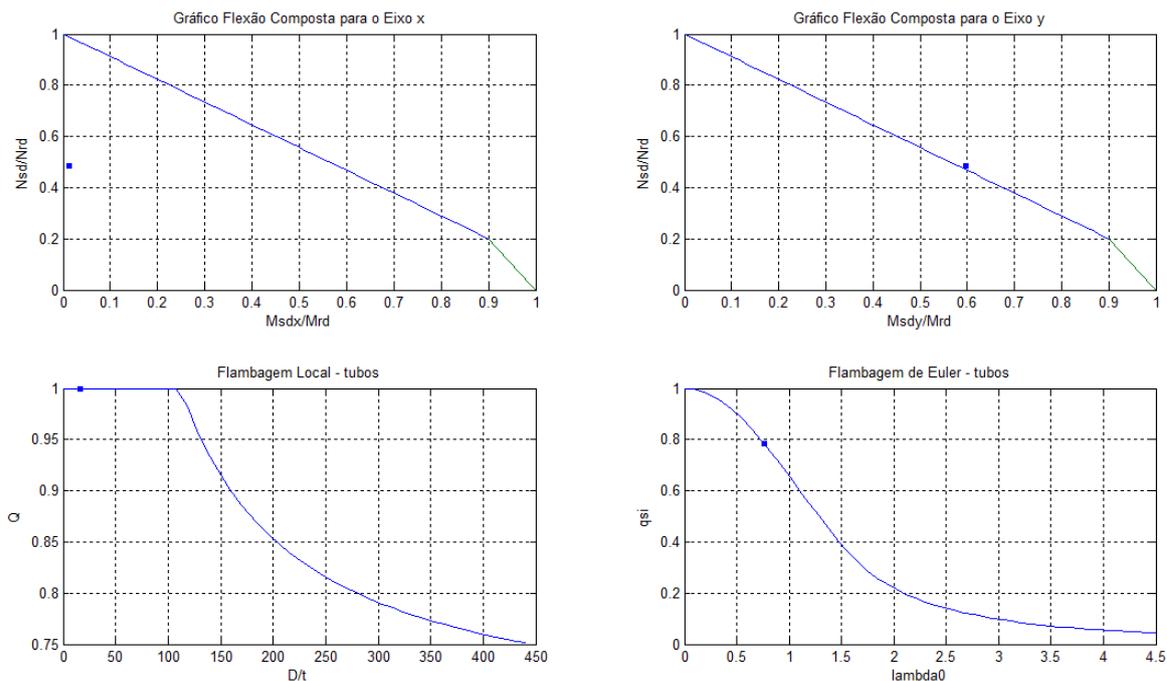


Figura 73 - Gráficos gerados pela implementação.

Observando a Figura 73, nota-se que o ponto azul no gráfico está fora da zona de segurança em relação ao eixo y, mostrando que a barra falha por flexo-compressão.

Em relação ao cisalhamento, como no exemplo anterior, o Índice de Falha é muito pequeno em relação aos momentos e forças axiais, podendo então na verificação das barras da torre o cortante ser desprezado.

#### 5.2.4.2. Exemplo Bidimensional

Neste item é feita a verificação da segurança da torre utilizando os modelos simplificados bidimensionais. Nesse caso será utilizado o programa FEMOOP e a automatização implementada. Sendo assim, foram criados dois modelos bidimensionais utilizando o plano 2 da torre que foi utilizada nos modelos tridimensionais (ver Figura 50, item 5.2.2). Consideram-se as mesmas características geométricas e de material dos modelos de acordo com a Tabela 6. A Figura 74 fornece as condições de apoio e as restrições laterais consideradas nos dois modelos utilizados.



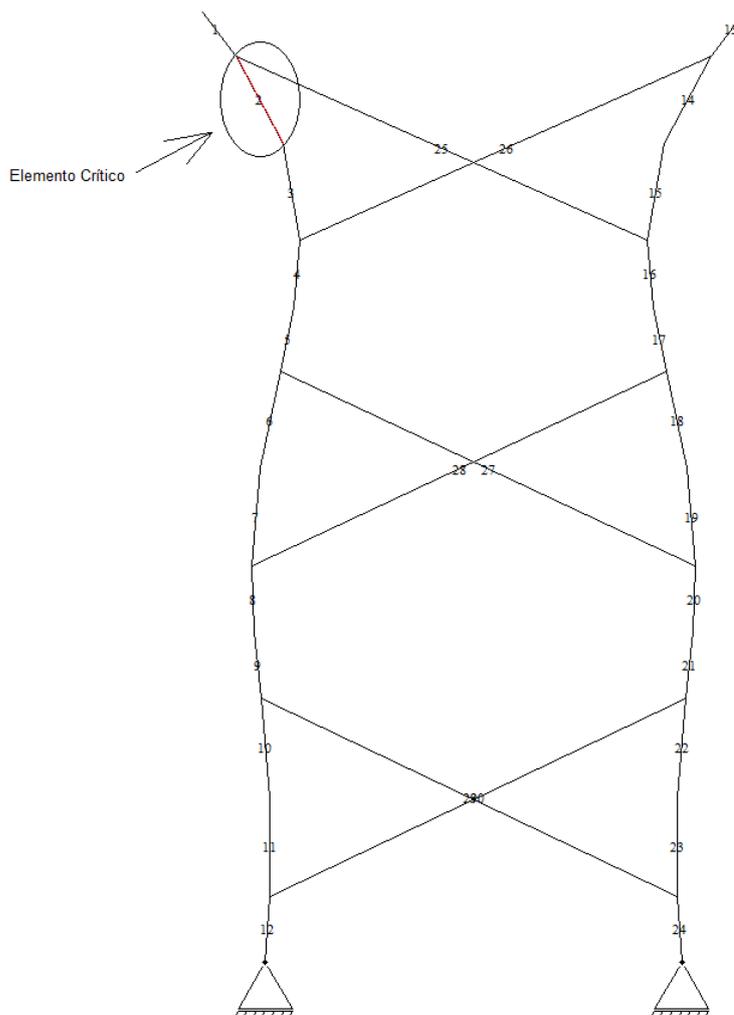


Figura 75 – Elemento onde acontece a falha no modelo M2V1.

Os Índices de falha nesse elemento são de 1,054 em relação à flexão composta e de 0,0247 em relação ao esforço cortante, sendo a carga referente à falha no valor de 18kN, que representa 63% do valor da carga crítica. A Tabela 12 mostra as características desse elemento e os esforços que fizeram a barra falhar.

Tabela 12 - Características do Elemento 2.

$L$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$N_{sd}$ (N)	$M_{sd}$ (N.m)	$V_{sd}$ (N)
1,20	1,115e-7	4,336e-4	18.359,2	1.036,75	612,73

A figura a seguir fornece os resultados obtidos na verificação automatizada, para o exato momento em que ocorre a falha.

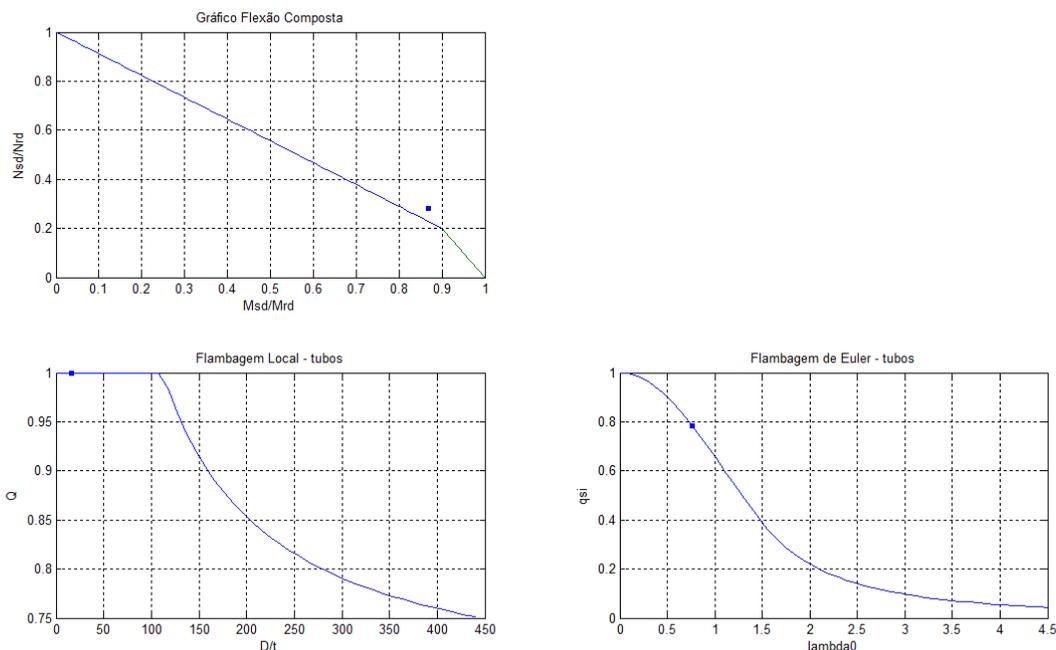


Figura 76 - Gráficos gerados pela implementação.

Observando a figura acima, nota-se que o ponto azul no gráfico está acima da linha que delimita a zona de segurança, ou seja, há a falha da barra nesse ponto. Vale lembrar que o efeito da flambagem local foi desprezado para qualquer barra constituinte da torre, pois o valor de  $Q$  foi igual a 1,0.

Assim como ocorreu no modelo M3V1, verifica-se que o efeito do cisalhamento é pequeno em relação aos momentos e forças axiais, apresentando um índice de falha de apenas 0,0247 no momento que a estrutura falharia devido à flexão composta.

#### 5.2.4.2.2. Torre com Restrição Lateral no Topo

Foi aplicada uma carga de referência de 60kN por perna, para esse modelo, pois de acordo com a análise de estabilidade feita pelo FEMOOP, a carga crítica do mesmo é 56,72 kN. No entanto, não foi aplicada nenhuma força nocional para a consideração das imperfeições geométricas iniciais, pelo fato de que a aplicação das mesmas não surtiria o efeito desejado devido à restrição lateral imposta. Nesse caso foi utilizado o método *imperfection* com uma amplitude no valor de 0,01. A malha do modelo foi discretizada em 30 elementos, sendo que neste caso, as diagonais são elementos de treliça.

Desta forma, utilizou-se, mais uma vez, a automatização implementada para que todos os passos necessários para obter os Índices de Falha sejam feitos automaticamente para todos os elementos da torre.

Sendo assim, após a verificação ter sido feita obtêm-se como resultados os Índices de Falha em relação à flexão composta e ao cortante no elemento e o passo em que eles ocorrem. Neste caso, de acordo com a saída de dados dos resultados, verifica-se que o elemento que falha é o Elemento 10, no Passo 47, num total de 200 passos.

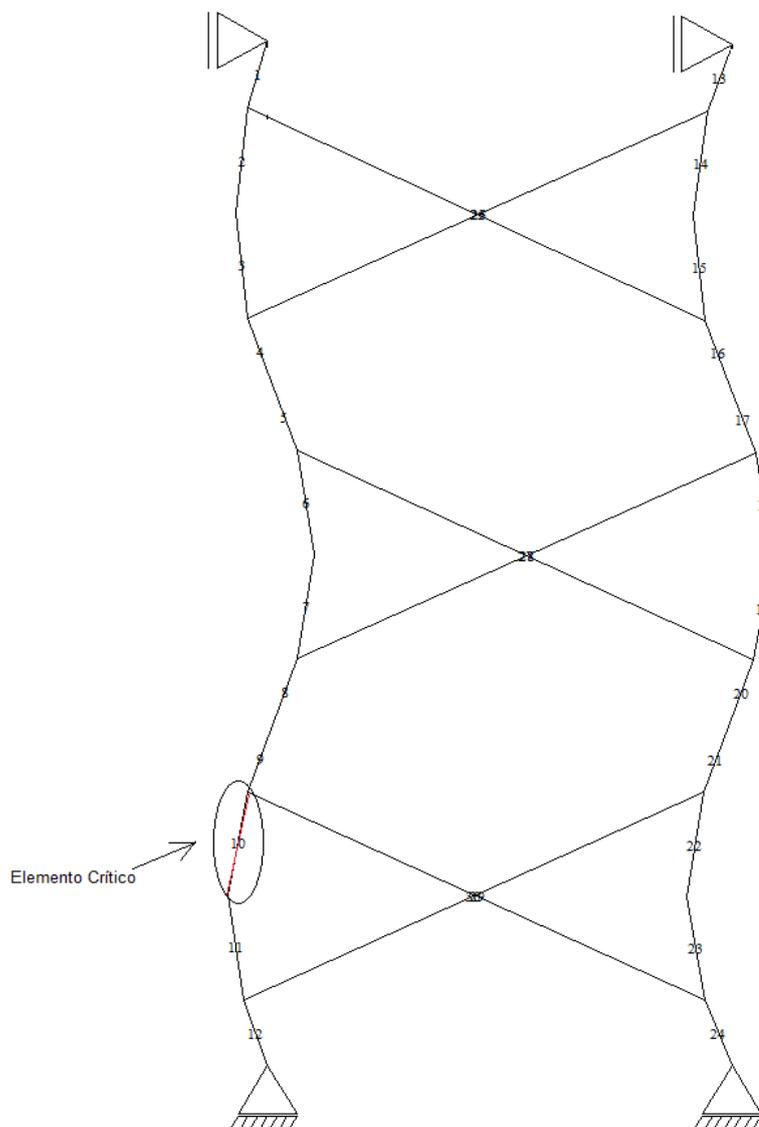


Figura 77 - Elemento onde acontece a falha no modelo M2V2.

Os índices de falha nesse elemento são de 1,0013 em relação à flexão composta e de 0,0228 em relação ao esforço cortante, sendo a carga referente à falha no valor de 29.28kN, que representa 52% do valor da carga crítica. O aumento da capacidade de carga devido ao apoio no topo foi significativo ( $29.28/18 = 1,627$  ou 62,7% de aumento). A Tabela 13 mostra as características deste elemento e os esforços que fizeram a barra falhar.

Tabela 13 - Características do Elemento 10.

$L$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$N_{sd}$ (N)	$M_{sd}$ (N.m)	$V_{sd}$ (N)
1,20	1,115e-7	4,336e-4	29.248,7	740,37	566,94

A figura a seguir ilustra os gráficos obtidos a partir da verificação automatizada, para o exato momento em que ocorre a falha.

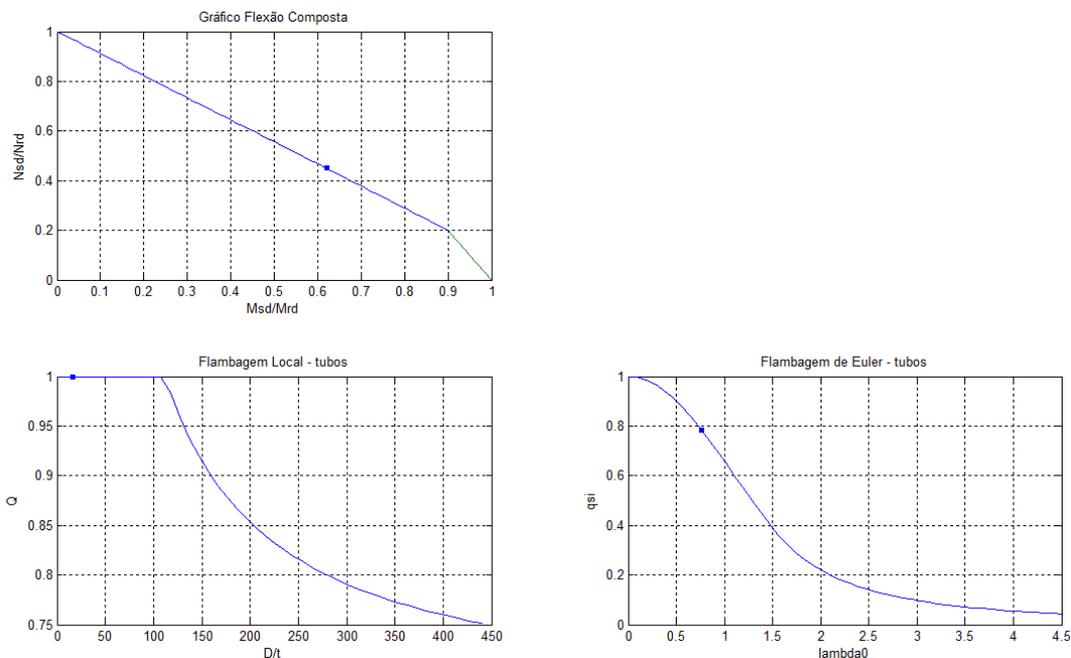


Figura 78 – Gráficos gerados pela implementação.

Observando a figura acima, nota-se novamente que o ponto azul no gráfico está acima da linha que delimita a zona de segurança, ou seja, há a falha da barra nesse ponto. O efeito da flambagem local, novamente, foi desprezado, pois o valor de  $Q$  foi igual a 1,0.

Em relação ao esforço cortante, igualmente como aconteceu no modelo M3V2, o cisalhamento é pequeno em relação aos momentos e forças axiais, apresentando um índice de falha de 0,0228.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

Este trabalho apresentou uma metodologia para verificação da segurança de torres metálicas de escoramento com o objetivo de contribuir para evitar ou reduzir a ocorrência de acidentes durante a construção de estruturas de concreto. Este trabalho se baseou nas normas brasileiras NBR 15696:2009 e NBR 8800:2008, na norma britânica de escoramentos BS 5975:2008, além de estudos realizados anteriormente por outros pesquisadores.

Esta metodologia consiste em primeiramente realizar uma análise não linear geométrica da estrutura, considerando as propriedades mecânicas e geométricas da torre, bem como os carregamentos, condições de apoio e imperfeições (geométricas ou de carga) apropriadas. Em seguida, procede-se a verificação da segurança das barras da torre para cada passo da análise não linear realizada anteriormente, com objetivo de determinar a carga e a barra em que ocorre a falha da estrutura. Essa segunda etapa foi automatizada através de um programa implementado no MATLAB.

O comportamento crítico e o pós-crítico dessas torres também foi estudado através de análises não lineares, considerando os diversos tipos de condições de apoio, modelos de material e imperfeições geométricas e os resultados obtidos foram comparados com resultados experimentais e numéricos obtidos por outros autores. Foram gerados modelos tridimensionais, utilizando o programa comercial ABAQUS (SIMULIA, 2007) e bidimensionais utilizando o programa FEMOOP (Martha e Parente, 2002). Os resultados das análises foram comparados para avaliar a possibilidade de simplificação dos modelos tridimensionais.

Ao final do trabalho, chega-se a algumas conclusões sobre o comportamento das torres de escoramentos e comenta-se como, de acordo com os resultados obtidos, deve-se proceder para realizar a verificação da segurança destas torres.

De início foi possível verificar a variação dos resultados em função dos elementos e discretização utilizados e a dificuldade que se tem de fazer um modelo que represente as condições reais de campo. Ainda se pôde verificar a influência que as condições de apoio e as restrições no topo da torre podem causar na carga crítica da estrutura.

Caso não se tenha a certeza de quais são as condições de apoio da torre, deve-se considerar essas condições como apoiadas na base. Em relação às restrições no topo, é a favor da segurança não considerar nenhuma restrição. Por outro lado, o aumento na capacidade de carga da torre é significativo quando existe restrição ao deslocamento no topo.

Concluiu-se ainda que a configuração em que as forças nocionais são aplicadas influencia no comportamento da estrutura, sendo aconselhável sempre utilizar, quando possível, o primeiro modo de flambagem como imperfeição geométrica inicial ou utilizar a combinação de forças nocionais que cause a maior redução da capacidade de carga da torre. Em relação ao valor destas forças nocionais, o valor de 2,5% da carga vertical total, de acordo com a BS 5975:2008, se mostrou bem razoável.

De acordo com os resultados, conclui-se que nem sempre é possível simplificar os modelos tridimensionais em modelos bidimensionais, sendo sempre necessário verificar essa possibilidade antes de qualquer verificação de segurança. No entanto, nos casos em que exista a possibilidade de simplificação, ela facilita bastante o trabalho de análise e a verificação da segurança.

O uso do programa computacional FEMOOP teve seus resultados comparados com os do programa ABAQUS, apresentando valores de cargas críticas um pouco inferiores aos valores apresentados pelo ABAQUS. No entanto, a diferença destes valores é pequena e a favor da segurança, como foi mostrado nos exemplos de verificação da segurança dos modelos bidimensionais.

Com relação aos resultados das verificações à segurança realizadas, primeiramente pode-se concluir que o esforço cortante pode ser desprezado nas torres de escoramento devido aos valores muito baixos dos seus Índices de Falha encontrados. Dessa forma, a flexão composta é quem comanda o comportamento da estrutura, levando a torre a entrar em colapso.

Em relação à verificação da segurança do modelo sem restrições laterais no topo, as cargas em que a torre falha, tanto nos modelos tridimensionais como nos bidimensionais, foram próximas, no valor de 19,98 kN para o modelo tridimensional e 18 kN para o modelo bidimensional. Esses valores representam 68% e 63% de suas cargas críticas respectivamente, mostrando uma boa coerência nos resultados. Como visto anteriormente, os resultados obtidos pelo FEMOOP são um pouco inferiores do que os do ABAQUS.

Nos modelos com restrição lateral, os valores das cargas de falha são de 31,51 kN para o modelo tridimensional e 29,28 kN para o modelo bidimensional, que representam 55% e 52% de suas cargas críticas respectivamente.

### **6.1. Trabalhos Futuros**

A seguir tem-se algumas sugestões a serem realizadas em trabalhos futuros.

- Realizar a verificação da segurança de outros tipos de torres;
- Realizar o estudo da influência de carregamento assimétrico;
- Implementar a automatização da verificação para os modelos 3D;
- Considerar o efeito de ligações semi-rígidas;
- Realizar ensaios experimentais com diferentes tipos de torres para validar os procedimentos de análise e verificação utilizados neste trabalho;
- Propor alterações na NBR 15696:2009 de forma a incluir a metodologia apresentada neste trabalho.
- Realizar otimização das torres de escoramentos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Institute of Steel Construction. **AISC 360-10**: specification for structural steel buildings. Chicago, 2010. 612 p.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 8681**: ações e segurança das estruturas: procedimentos. Rio de Janeiro, 2004. 18 p.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 8800**: projetos de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 15696**: fôrma e escoramentos para estruturas de concreto: projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro, 2009. 27 p.

Baldissera, Alice. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado resistente a momento fletor**. Tese de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006. 149 p.

Bathe, K. J. **Finite element procedures**. Revision of: Finite element procedures in engineering analysis, Prentice Hall, 1996.

Batoz, J. L., Dhatt, G. Incremental displacement algorithms for nonlinear problems. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 1979. vol. 14, PP. 1262-1267.

Bazant, Z. P.; Cedolin L., 1991. **Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories**. Oxford University Press, New York

Bezerra, Bruno B. **Análise de sistemas de escoramento utilizados na construção de edifícios de concreto**. 2009. 37 f. Proposta de Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil de Estruturas) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

British Standards Institution. **British Standard 5975**: code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of falsework. London, 2008. 228 p.

Chajes, A. **Principles of structural stability theory** (Civil engineering and engineering mechanics series). New Jersey, Englewood cliffs: Prentice Hall. 1974. p. 288.

Chan, S. L.; Zhou, Z. H.; Chen, W. F.; Peng, J. L.. Stability analysis of semirigid steel scaffolding. **Engineering Structures**, v. 17, p. 568-574, 1995.

Chan, S. L.; Chu, A. Y. T.; Albermani, F. G.. Stability and simulation – based design of steel scaffolding without using the effective length method. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 3, p. 443-460, 2003.

Crisfield, M. A., **Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures**, vol. 1, John Wiley and Sons. 1991.

Cook, R.; Malkus, D.; Plesha, M.; Witt, R. J. **Concepts and applications of finite element analysis**. 4 ed. John Wiley & Sons, 2002.

**Diário do Nordeste**. Viaduto desaba em Aquiraz e deixa 5 trabalhadores feridos., Fortaleza, 6 jan. 2008. Disponível em: <<http://www.diariodonordeste.globo.com>>. Acesso em 10 mai. 2010.

**Diógenes, A. G.**, "Análise da Estabilidade de Torres Metálicas Utilizadas em Escoramentos", Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2011.

Freire, T. M.; Souza, U. E. L. **Classificação dos sistemas de fôrmas para estruturas de concreto armado**. São Paulo: EPUSP, 2001. 12 p. – (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil; BT/PCC/296).

Freitas, A. A. **Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção**. 2004. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

Hadipriono, F. C. Analysis of events in recent structural failures. **Journal of Structural Engineering**, v.111, n. 7. P. 1468-1481, 1985.

Huang, Y. L.; Chen, W. F.; Chen, H. J.; Yen T.; Kao, Y. G.; Lin, C. Q. A Monitoring method for scaffold-frame shoring systems for elevated concrete formwork. **Computers and Structures**, 2000. n. 78, p. 681-690.

Martha, L. F. e Parente Jr, E. **An Object-Oriented Framework for Finite Element Element Programming**, WCCM, Vienna, Austria, 2002.

Oliveira, R. A.; Lopes, F. A. F.; Silva, F. A. N. **Análise de estabilidade de escoramentos metálicos tubulares**. In: Encontro sobre Modelagem Computacional, 7., 2009, Petrópolis. Anais.Petrópolis: UERJ, 2009. v. 1. p. 1-10.

Peng, J. L.; Pan, A. D.; Rosowsky, D. V.; Chen, W. F.; Yen, T.. High clearance scaffold systems during construction. Part I: Structural modelling and modes of failure. **Engineering Structures**, v. 18, n. 3, p. 247-257, 1996b.

Peng, J. L.; Pan, A. D.; Rosowsky, D. V.; Chen, W. F.; Yen, T.. High Clearance scaffold systems during construction. Part II: Structural Analysis and Development of Design Guidelines. **Engineering Structures**, v. 18, n. 3, p. 258–267, 1996c.

Peng, J. L.; Lin, Y.; Wu, K. L.; Chen, W. F.; Yen, T.. Performance of scaffold frame shoring under pattern loads and load paths. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 123, n. 2, p. 138–145, jun. 1997a.

Peng, J. L.; Pan, A. D.; Chen, W. F.; Yen, T; Chan, S. L.. Structural modeling and analysis of modular falsework systems. **Journal of Structural Engineering**, v. 123, n. 9, set. 1997b.

Peng, J. L.; Pan, A. D.; Chan, S. L.. Simplified models for analysis and design of modular falsework. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 48, p. 189–209, 1998.

Peng, J. L.; Pan, A. D.; Chen, W. F.. Approximate analysis method for modular tubular falsework. **Journal of Construction Engineering**, v. 127, n. 3, p. 256-263, 2001.

Peng, J. L.; Chan, S. L; Wu, C. L.. Effects of geometrical shape and incremental loads on scaffold systems. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 4, p. 448-459, 2007.

Peng, J. L.; Kuan, K. H. Chan, S. L. Experimental and analytical studies on steel scaffolds under excentric loads. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 2, p. 422-435, 2009.

Rodrigues, Emerson. Laje desaba e mata dois. **Diário do Nordeste Online**, Fortaleza, 9 mai. 2010. Disponível em: <<http://www.diariodonordeste.globo.com>>. Acesso em: 10 mai. 2010.

Rodrigues, P. F. Neves. **Ferramentas numéricas para a análise não linear física e geométrica de estruturas reticuladas na exploração de petróleo offshore**. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2000. 258 p.

Santos, Ricardo. 1 pessoa morre e 11 ficam feridas em desabamento de laje. **Terra Online**, São Paulo, 12 jan. 2012. Disponível em: <<http://noticias.terra.com.br/brasil/noticias>>. Acesso em: 13 jan. 2012.

Simulia. **ABAQUS User's Manual**, Version 6.7, 2007.

Souza, A. S. C. de, **Dimensionamento de elementos estruturais em aço segundo a NBR 8800:2008**. Série Apontamentos. 1ed. São Carlos/SP; EdUFSCar. 2010. p.108.

Weesner, L. B., Jones, H. L. Experimental and analytical capacity of frame scaffolding. **Engineering Structures**, v. 23, n. 6, p. 592-599, 2001.

Yu, W. K.; Chung, K. F.; Chan, S. L.. Structural instability of multi-storey door-type modular steel scaffolds. **Engineering Structures**, v. 26, p. 867-881, 2004.

## **ANEXOS**

## **ANEXO A**

### **Entrada de Dados da Implementação Automatizada da Verificação**

29/04/12 16:05 C:\MarKim\UFC\Mestrado\Dissertação\Pr...\TestFlexCompSecTub.m 1 of

---

```
% =====  
% TestFlexCompSecTub.m - Verificação de seções tubulares submetidas à  
% flexão composta de acordo com a NBR 8800:2008.  
% =====  
% Criado:      30-Jun-2011   Marcos Andrew Rabelo Soeiro  
%  
% Modificado:  
% =====  
  
clc;  
clear;  
close;  
  
E = 164.0e09; %Módulo de Elasticidade (Pa)  
fy = 210.0e06; %Tensão de Escoamento (Pa)  
D = 48.30e-03; %Diâmetro do Tubo (m)  
t = 3.05e-03; %Espessura do Tubo (m)  
L = 1.2; %Comprimento da Barra (m)  
Lv = 1.2; %Distância entre Cortante Mínimos e Máximo (=L) (m)  
K = 1.0; %Coeficiente de Flambagem  
Vsd = 566.94; %Cortante (N)  
Nsd = 29248.7; %Força Axial (N)  
Msdx = 740.37 %Momento Fletor em x (N.m)  
  
[indfal1, indfal2] = FlexCompSecTub(E, fy, D, t, L, Lv, K, Vsd, Nsd, Msdx, 1, 1)  
  
% ===== Fim do arquivo =====
```

## **ANEXO B**

### **Saída de Dados da Implementação Automatizada da Verificação**

---

FlexCompSecTub - verificacao de tubos em flexo-compressão

---

Dados Iniciais

---

E = 1.640e+011  
fy = 2.100e+008  
D = 4.830e-002  
t = 3.050e-003  
L = 1.200  
K = 1.000

---

Propriedades Geométricas dos Tubos

---

A = 4.336e-004  
I = 1.115e-007  
W = 4.616e-006  
Z = 6.255e-006  
lambda = 15.836

---

Classificação da Seção

---

lambda = 15.8361  
lambdap = 54.6667  
lambdar = 242.0952  
Secao Tipo COMPACTA

---

Fator de Redução associado à Flambagem Local

---

Q = 1.000

---

Cálculo do Índice de Esbeltez Reduzido

---

lambda0 = 0.852

---

Fator de Redução associado à Resistência à Compressão

---

qsi = 0.738

---

Cálculo do Cortante Resistente de Cálculo

---

Vrd = 2.483e+004

-----  
 Cálculo da Força Axial Resistente de Cálculo  
 -----

$N_{rd} = 61067.428$

-----  
 Cálculo do Momento Resistente de Cálculo  
 -----

$M_{rd} = 1194.045$

Análise Elástica Válida

-----  
 Verificação quanto à Combinação de Momento Fletores e Força Axial  
 -----

$M_{sd} = 740.370$

ÍNDICE DE FALHA QUANTO À FLEXO-COMPRESSÃO= 1.030

-----  
 Verificação quanto ao Esforço Cortante  
 -----

$V_{sd} = 566.940$

INDICE DE FALHA QUANTO AO CORTANTE= 0.022831

indfal1 =

1.0301

indfal2 =

0.0228

>>

