



ESTABILIDADE E RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE COLUNAS METÁLICAS COM
SEÇÃO TRANSVERSAL POLIGONAL REGULAR DE PAREDES FINAS VIA MEF

Tauana de Oliveira Batista

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Alexandre Landesmann

Dinar Reis Zamith Camotim

Rio de Janeiro

Março de 2016

ESTABILIDADE E RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE COLUNAS METÁLICAS COM
SEÇÃO TRANSVERSAL POLIGONAL REGULAR DE PAREDES FINAS VIA MEF

Tauana de Oliveira Batista

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Alexandre Landesmann, D.Sc.

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc.

Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2016

Batista, Tauana de Oliveira

Estabilidade e Resistência Última de Colunas Metálicas com Seção Transversal Poligonal Regular de Paredes Finas Via MEF / Tauana de Oliveira Batista. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2016.

X, 70 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Alexandre Landesmann

Dinar Reis Zamith Camotim

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2016.

Referências Bibliográficas: p. 67-70.

1. Falha Distorcional. 2. Tubos Poligonais Regulares. 3. Análise Numérica. I. Landesmann, Alexandre *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Aos meus pais, Dirce e
Jeferson, pelo constante
apoio e incentivo.*

Agradecimentos

Aos meus orientadores, Prof. Alexandre Landesmann e Prof. Dinar Camotim, pela paciência, dedicação e suporte durante a elaboração de cada etapa deste trabalho.

Ao Professor Rodrigo Gonçalves do IST/Portugal pelo apoio e conhecimento passados.

Aos professores do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ pelos importantes ensinamentos transmitidos ao longo deste período de convivência.

Aos colegas do Laboratório de Estruturas e Materiais (LabEst) da COPPE/UFRJ pelas palavras de incentivo, conhecimento dividido e momentos de descontração, especialmente ao Técnico Orlando Caldas, que sempre se mostrou prestativo e eficiente na resolução dos problemas com os computadores.

A todos que amo, pela torcida e por compreenderem a minha ausência.

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão de bolsa de apoio financeiro que permitiu a realização desta dissertação.

À COPPE/UFRJ, por me proporcionar a oportunidade de produzir este trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTABILIDADE E RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE COLUNAS METÁLICAS COM SEÇÃO TRANSVERSAL POLIGONAL REGULAR DE PAREDES FINAS VIA MEF

Tauana de Oliveira Batista

Março/2016

Orientadores: Alexandre Landesmann

Dinar Reis Zamith Camotim

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho trata de um estudo numérico-computacional via MEF para análise de estabilidade e resistência última de colunas de aço com seção transversal poligonal regular, de paredes finas, sob modos de flambagem local e distorcional. Inicialmente, descreve-se o procedimento de seleção de colunas via GBT (*Generalized Beam Theory*), buscando identificar tubos poligonais regulares (TPR) com geometrias (seção transversal e comprimento) que assegurem a flambagem nos modos local e distorcional “puros”. Em seguida, é abordada a caracterização mecânica dos modos de flambagem ora citados. A seguir, um modelo em elementos finitos no ANSYS é empregado para análise não-linear física e geométrica das colunas que encontram-se sob modo de flambagem distorcional. Os resultados numéricos são apresentados e discutidos. Finalmente, tomando por base os resultados de resistência última obtidos pelos métodos numéricos, o trabalho apresenta algumas considerações a respeito da adequação da atual curva do Método da Resistência Direta (MRD) e do Eurocódigo 3 parte 1-6 (EN 1993-1-6: 2007), como possíveis meios de dimensionamento das colunas em estudo.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STABILITY AND ULTIMATE RESISTANCE OF THIN-WALLED METALLIC
COLUMNS WITH REGULAR POLYGONAL CROSS SECTION BY FEM

Tauana de Oliveira Batista

March/2016

Advisors: Alexandre Landesmann

Dinar Reis Zamith Camotim

Department: Civil Engineering

This work deals with a numerical-computational study using FEM for stability analysis and ultimate strength of thin-walled steel regular polygonal tubes, in local and distortional buckling modes. Initially, it describes the column selection procedure by GBT (Generalised Beam Theory), seeking to identify regular polygonal tubes (RPT) with geometries (cross-section and length) associated with “pure” local and distortional buckling modes. In addition, it is necessary to address the mechanical characterization of the local and distortional buckling modes in the RPT. Next, an ANSYS shell finite element model is employed to perform geometrical and material non-linear analysis of the columns affected by the distortional buckling mode. The numerical results are presented and discussed. Finally, based on the ultimate strength data obtained by numerical methods, the present work presents considerations concerning the suitability of the current buckling curves of the Direct Strength Method (DSM) and the Eurocode 3 part 1-6 (EN 1993-1-6: 2007) as a possible approach to design RPT columns failing in distortional modes of the columns in the study.

Sumário

1 Introdução	1
1.1 Histórico.....	3
1.2 Motivação	6
1.3 Objetivo	7
1.4 Metodologia.....	7
1.5 Estrutura da dissertação	7
2 Revisão Bibliográfica.....	9
2.1 Estabilidade estrutural e equilíbrio	9
2.1.1 Flambagem.....	11
2.1.2 Pós-flambagem e resistência última.....	16
2.2 Dimensionamento	20
2.2.1 Método da Largura Efetiva (MLE)	21
2.2.2 Método da Seção Efetiva (MSE).....	21
2.2.3 Método da Resistência Direta (MRD).....	22
2.2.4 Dimensionamento de colunas tubulares com seção transversal circular – Classe 4 (Eurocode 3 – Parte 1-6).....	23
3 Seleção de Colunas e Análise de Flambagem.....	31
3.1 Seleção da geometria das colunas.....	31
3.2 Análise de flambagem via GBTul	34
4 Análise de Pós-Flambagem, Resistência Última e Dimensionamento	43
4.1 Análise não-linear via Método dos Elementos Finitos (MEF)	43
4.2 Análise de pós-flambagem elástica.....	45
4.3 Análise de pós-flambagem elasto-plástica e resistência última.....	52
4.4 Dimensionamento.	58
4.4.1 Método da Resistência Direta (MRD).....	58
4.4.2 Dimensionamento de Colunas Tubulares com Seção Transversal Circular – Classe 4 (Eurocode 3 – Parte 1-6).....	60
5 Conclusão	63
5.1 Sugestões para trabalhos futuros.....	65
6 Bibliografia.....	67

Símbolos

Símbolos romanos

A	área da seção transversal
C_x	fator de instabilidade de seções sob compressão meridional
C_{xb}	parâmetro adimensional dependente das condições de apoio
E	módulo de elasticidade
f_y	tensão de escoamento
f_{yk}	tensão de escoamento característica
I	inércia
L	comprimento da coluna
L_D	comprimento associado ao modo de flambagem distorcional
L_L	comprimento associado ao modo de flambagem local
n	número de lados do tubo poligonal regular
P	carga axial de compressão
P_{cr}	carga crítica (ou carga de flambagem)
$P_{cr.Di.n}$	carga crítica de flambagem distorcional
$P_{cr.Li.n}$	carga crítica de flambagem local
P_E	carga crítica de <i>Euler</i>
P_u	carga última
P_y	carga de esmagamento ($P_y = Af_y$)
Q	parâmetro relativo à qualidade de fabricação da cascas
r	raio da casca cilíndrica
R	raio do tubo poligonal regular
t	espessura
b	largura da parede
$P.M.$	participação modal

Símbolos gregos

δ	deslocamento transversal da coluna
δ_a	encurtamento da coluna
δ_0	imperfeição inicial
λ	esbeltez
λ_D	esbeltez associada ao modo de flambagem distorcional
λ_L	esbeltez associada ao modo de flambagem local
$\bar{\lambda}$	esbeltez normalizada
$\bar{\lambda}_0$	limite de esbeltez de flambagem
$\bar{\lambda}_p$	limite de esbeltez elástico
ν	coeficiente de <i>Poisson</i>
α	parâmetro de imperfeição elástica da casca

β	parâmetro de associado à interação entre instabilidade e escoamento plástico
β_2	relação raio-espessuro para tubos poligonais regulares
η	expoente de interação
χ	fator de redução devido à flambagem
ω	fator de instabilidade
Δ_{wk}	valor característico da amplitude da imperfeição
$\sigma_{x,Rd}$	tensão meridional resistente à flambagem
$\sigma_{x,Rk}$	tensão meridional característica de resistência à flambagem
$\sigma_{x,Rcr}$	tensão meridional crítica elástica
$\sigma_{\theta,Rd}$	tensão circunferencial resistente à flambagem
$\sigma_{\theta,Rk}$	tensão circunferencial característica de resistência à flambagem
$\sigma_{\theta,Rcr}$	Tensão circunferencial crítica elástica
$\tau_{x\theta,Rd}$	tensão de cisalhante resistente à flambagem
$\tau_{x\theta,Rk}$	tensão de cisalhante característica de resistência à flambagem
$\tau_{x\theta,Rcr}$	tensão de cisalhante crítica elástica

1 Introdução

As estruturas metálicas e mistas aço-concreto concebidas, dimensionadas e executadas utilizando perfis tubulares são cada vez mais frequentes, devido principalmente ao grande e rápido avanço tecnológico que tem-se ocorrido nesta área da engenharia. Em particular, e no que diz respeito às ligações estruturais entre elementos tubulares, tem havido um grande avanço na última década com o desenvolvimento de nós pré-fabricados que facilitam a montagem de estruturas tubulares em obra (ZHAO *et. al*, 2010).

As estruturas metálicas apresentam algumas vantagens em comparação com outros materiais (concreto), como exemplo pode-se citar: elevada resistência do aço; redução dos desperdícios na construção; facilidade de transporte e manuseio e peso reduzido. Perfis metálicos de parede fina apresentam uma relação entre largura e espessura muito alta (elementos esbeltos), entretanto a geometria do perfil, pode alterar sua capacidade resistente de tal forma que este consegue suportar mais carga que uma simples chapa. Dentre as várias geometrias que podem ser produzidas, este trabalho trata particularmente de colunas tubulares com seção transversal poligonal regular.

Seções tubulares podem ser produzidas por meio de processos de conformação e laminação que apresentam como resultado tubos com e sem costura, respectivamente. Os processos de laminação são desdobramentos da ideia original do processo Mannesmann que consiste na produção de estruturas tubulares a partir de uma barra circular maciça de aço, empurrada por dois cilindros oblíquos que a rotacionam e transladam contra um mandril fixo. Obtém-se um tubo bruto, sem costura, que sofrerá conformação de acabamento através de laminadores perfiladores. O processo de conformação consiste na dobragem de placas metálicas para obtenção do formato desejado, o fechamento dos tubos acontece por meio de processos de soldagem. No processo de soldagem por pressão, uma placa ou lâmina passa pelos rolos com forma cilíndrica e suas bordas longitudinais são aquecidas, esse aquecimento pode-se dar por resistência elétrica, em seguida, os rolos empurram as bordas conjuntamente, resultando em uma soldadura por pressão. A saliência resultante do processo é aparada imediatamente após a soldagem. Perfis tubulares poligonais, podem ser obtidos por meio de ligações parafusadas ou soldadas entre placas, por meio de soldagem de duas metades de perfis conformados ou por

conformação de seções circulares. A conformação de seções circulares consiste na passagem de tubos cilíndricos, com ou sem costura, por uma série de roletes para obtenção do formato desejado, este processo de deformação pode ser feito a quente ou a frio (ver Figura 1.1) (WARDENIER *et al.*,2010). A Figura 1.2 apresenta alguns exemplos de geometrias de seções tubulares de uso estrutural.



Figura 1.1. Produção de uma seção poligonal de quatro lados (WARDENIER *et al.*,2010).

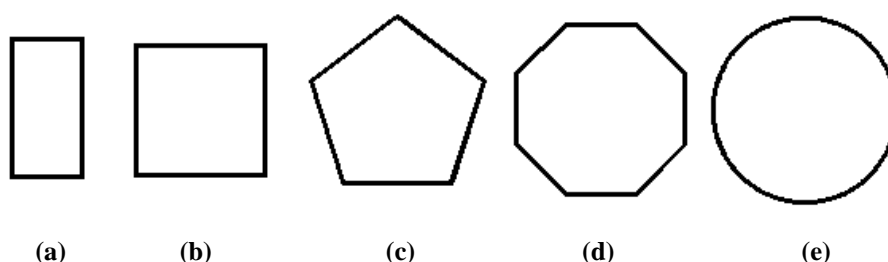


Figura 1.2. Exemplos geometrias de seções tubulares: (a) retangular, (b) quadrada, (c) pentagonal, (d) octagonal (e) circular.

Seções tubulares quando comparadas aos perfis de seção aberta, apresentam (i) menor área superficial, conduzindo a menores custos de pintura e proteção contra fogo, (ii) maior vantagem para uso em situações onde a estrutura encontra-se exposta a correntes como ar e água, pois seus coeficientes de arrasto são muito menores e (iii) maior resistência a torção, especialmente nos tubos circulares (WARDENIER *et al.*,2010). Tubos poligonais regulares (TPR) são amplamente utilizados na indústria da construção civil, como exemplo pode-se citar: estruturas de postes de iluminação, estruturas de linhas de transmissão, torres de telecomunicações, suporte de sinais de trânsito e torres eólicas. (Figura 1.3 (a-d)). A sua utilização vem aumentando devido à redução do tempo de produção, custos e agilidade no processo de construção exigidos pelo mercado.



Figure 1.3. Exemplos de aplicações de seções tubulares: (a) torre eólica (INHABITAT, 2014), (b) estação de geração de energia (GDELAF, 2015), (c) colunas em perfil caixão quadrado (METÁLICA, 2016) e (d) poste para linha de transmissão (INDIAMART, 2015).

1.1 Histórico

A utilização de perfis tubulares de aço teve início no séc. XIX e foi limitada a barras retangulares, elípticas e circulares. As primeiras seções retangulares ocas foram empregadas na construção da *Britannia Bridge* (1846-1850) em Menai (Figura 1.4 (a)) e as primeiras seções elípticas apareceram logo depois com a construção da *Saltash Railway Bridge* (1853-1859). Quarenta anos mais tarde as seções tubulares circulares ocas foram utilizadas na estrutura da *Firth of Forth Railway Bridge* (1882-1890) (Figura 1.4 (b)).

Em 1886, os irmãos Mannesmann desenvolveram um processo de perfuração capaz de fazer pequenos tubos de paredes grossas que revolucionou a indústria de tubos. Esse processo, tornou possível a fabricação de tubos sem costura mais longos e de paredes mais finas. A produção de seções tubulares circulares tornou-se mais importante após o desenvolvimento do processo de solda contínua em 1930, pelo americano Fretz Moon. Os processos de soldagem aperfeiçoaram-se após a Segunda Guerra Mundial, tornando possível a soldagem de seções tubulares. (MORGAN,1972)

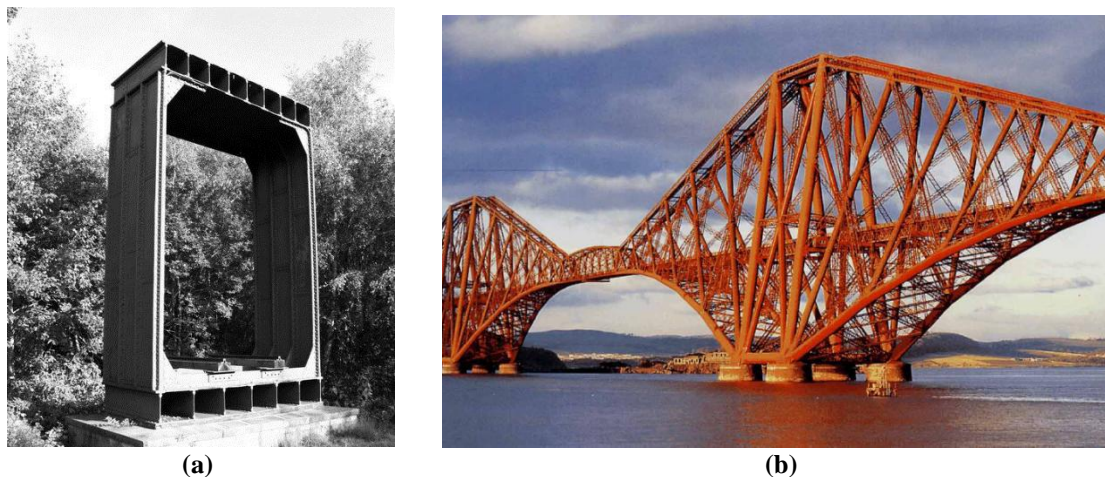


Figura 1.4. (a) Seção transversal das vigas utilizadas na construção da Britannia Bridge em Menai (GEOTOPOI, 2015) e (b) Ponte Ferroviária Firth of Forth (1882-1890), Edimburgo (PIRES, 2012).

Em 1793 o desenvolvimento na transformação do ferro em ferro forjado por Henry Cort, garantiu maior ductilidade e melhor comportamento à tração, permitindo a moldagem de placas e outras seções abertas em processos contínuos de produção, que aliados ao melhoramento das técnicas de rebite a quente permitiu o aparecimento de estruturas metálicas de maior dimensão e complexidade. No início do séc. XIX a revolução industrial possibilitou a utilização de estruturas de ferro em edifícios industriais, estações de transporte ferroviário e pontes com maiores vãos, despertando o interesse da comunidade científica para o desenvolvimento de estruturas mais resistentes e econômicas. Neste cenário, as seções tubulares, com seção transversal circular e retangular, estabeleceram-se como elementos vantajosos do ponto de vista econômico e estrutural devido à elevada relação resistência/peso. Henri Bessemer e Siemens-Martin proporcionaram um grande progresso na produção em larga escala de aço na forma líquida, tornando possível produzir peças de maiores dimensões do que as produzidas com ferro forjado. O controle da quantidade de carbono na liga de aço, tornou possível a obtenção de diferentes níveis de resistência e ductilidade dos aços estruturais. A produção

de perfis tubulares de aço com melhor qualidade impulsionou a indústria metalúrgica, terminando rapidamente com o uso do ferro na construção estrutural.

Os perfis tubulares, assim como outras soluções da engenharia estrutural, apareceram de forma readaptada de outras vertentes da engenharia que possuem maiores avanços tecnológicos, como a engenharia aeronáutica ou aeroespacial. Neste cenário destaca-se a tentativa de Alexander Graham Bell (1907) de construir uma asa leve e resistente para aviões a partir de uma treliça tridimensional em perfis tubulares. Como a primeira experiência de Graham Bell não obteve sucesso, a utilização de uma treliça tridimensional em perfis tubulares veio a ser empregada com êxito na construção de seu projeto para uma torre de vigia, ainda em 1907 (MAKOWSKI, 1968).

O aparecimento de novas técnicas para execução de ligações soldadas teve uma grande aceitação entre os engenheiros estruturais, já que permitiu a ligação total de uma seção transversal de um tubo a outro tubo, promovendo a transmissão de forças de uma forma mais direta e efetiva, reduzindo ao mesmo tempo o peso adicional das ligações parafusadas. Assim, o uso de treliças planas foi largamente adotado em pontes ferroviárias e edifícios industriais e outros com exigência de grandes vãos livres. Apesar do surgimento do concreto armado, a indústria metalúrgica continuou a crescer e concebeu formas estruturais que permitiram reduzir a quantidade de aço utilizado para a produção dos perfis tubulares e desenvolveu formas de massificar a produção desse tipo de estrutura. A partir de 1960 normalizaram-se as seções tubulares retangulares e circulares (RHS e CHS) que permitiram reduzir o problema geométrico das ligações entre perfis tubulares. A expansão da indústria petrolífera proporcionou fundos e meios para que a investigação sobre as estruturas tubulares encontrasse soluções viáveis que garantissem a qualidade na execução de plataformas offshore e a longevidade (reabilitação) dessas estruturas (PIRES,2012).

Os avanços nos diversos processos de fabricação das estruturas de aço proporcionou a criação de novas formas de seções transversais que, em comparação com as mais tradicionais (circular e retangular), são estruturalmente mais eficientes (apresentando melhor relação resistência-peso). Esta eficiência pode ser alcançada através da execução de dobras nos perfis tubulares cilíndricos. O surgimento de novas geometrias (Figura 1.5(a-b)) acarretou em dúvidas a respeito do comportamento estrutural e adequação de métodos de dimensionamento utilizados até então.

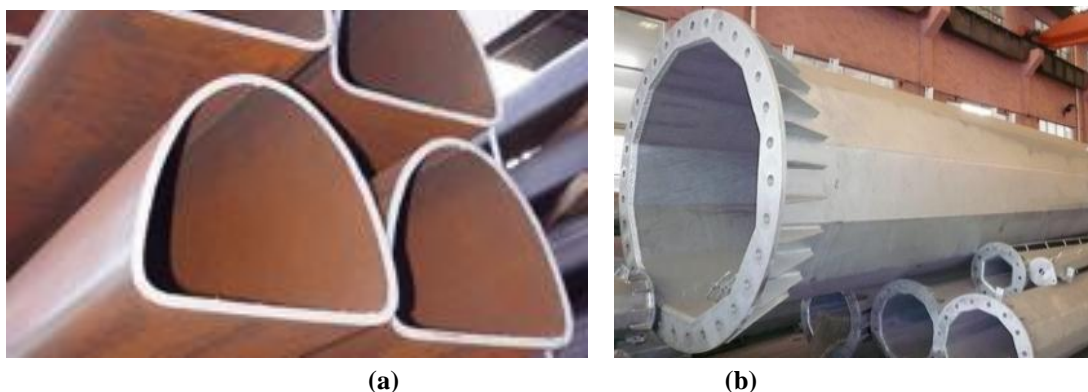


Figura 1.5. Exemplos de perfis com seções transversais de geometria mais complexa (a) tubos com seção transversal semi-elíptica (PIRES,2012) e (b) tubos com seção transversal poligonal regular de 12 lados (WELDEDPIPE, 2015).

1.2 Motivação

Estudos de instabilidade de tubos poligonais regulares tem despertado interesse dos projetistas de estruturas de aço, devido ao uso constante de placas esbeltas compondo as seções transversais das peças estruturais. Do levantamento bibliográfico realizado observou-se a necessidade de melhor entendimento desse fenômeno e sua caracterização, principalmente, para o modo distorcional.

Os TPR em estudo podem apresentar um número de elementos planos (ou número de lados) tão grande, que chegam a assemelhar-se a uma estrutura de parede curva, isso faz com que apareçam dúvidas sobre o comportamento pós-crítico destas seções. As placas (parede plana) têm um comportamento de flambagem e de pós-flambagem completamente diferente da casca (parede curva).

O atual MRD fornece expressões que permitem estimar a capacidade resistente de perfis de aço com falha no modo distorcional, porém tal método não foi desenvolvido e aplicado para dimensionamento de TPR.

Apesar de haver um número notável de análises de TPR para flambagem local relatadas na literatura, apenas uma pequena fração desses estudos aborda colunas submetidas a flambagem e pós-flambagem distorcional. Tais estudos são, basicamente, os trabalhos realizados por GONÇALVES & CAMOTIM (2013a,b). A falta de investigação aprofundada sobre o comportamento de pós-flambagem elástica e elasto-plástica em TPR, e a inadequação de métodos de dimensionamento, leva os engenheiros estruturais a desenvolverem complexos e dispendiosos modelos de elementos finitos ou, recorrentemente, dimensionar estes perfis de uma forma conservativa/inadequada.

1.3 Objetivo

O objetivo central do presente trabalho é o estudo numérico computacional do comportamento estrutural de colunas de aço com seção transversal poligonal regular, sujeitas à compressão axial, o qual apresenta e discute os resultados das análises numéricas de flambagem local e distorcional e pós-flambagem elástica e elasto-plástica distorcional. A partir dos resultados numéricos, pretende-se averiguar a possível adequação de métodos e regulamentos para o dimensionamento seguro e econômico de TPR.

1.4 Metodologia

Este trabalho apresenta e discute resultados de uma investigação numérica para colunas com modos de flambagem “puramente” local e distorcional e pós-flambagem (elástica e elasto-plástica) distorcional em colunas com seção transversal poligonal regular.

As análises propostas envolvem as seguintes etapas sequenciais: (i) seleção de colunas, análise linear de estabilidade e participação dos modos de flambagem via GBTul (BEBIANO *et. al*, 2010a,b), (ii) análise não-linear geométrica, realizada no programa ANSYS (SAS, 2013) utilizando o método dos elementos finitos, com elemento de casca (*Shell181*), (iii) análise não-linear física e geométrica (ANSYS (SAS, 2013)), onde estima-se a resistência última (P_u) para as seções analisadas e (iv) estimativa da resistência última através de métodos de dimensionamento em vigor. Esta análise permitiu: (i) obtenção das cargas de flambagem e participação modal através do programa GBTul, (ii) avaliação do comportamento das trajetórias de equilíbrio elástica e elasto-plástica na pós-flambagem, (iii) avaliação da carga máxima, por meio das curvas P_u / P_y vs. λ_D , obtidas via MEF a partir do programa ANSYS e (iv) a comparação dos resultados numéricos com os obtidos pelo MRD e pelo dimensionamento de cascas cilíndricas.

1.5 Estrutura da dissertação

Inicialmente, no Capítulo 2, uma revisão bibliográfica é apresentada expondo conceitos e trabalhos anteriores relacionados a flambagem de tubos poligonais regulares.

Em seguida, o Capítulo 3 descreve o procedimento de seleção de colunas, que visa identificar as propriedades geométricas das colunas escolhidas (dimensões da seção transversal e comprimentos) que garantem a flambagem nos modos local e distorcional “puros”. A fim de esclarecer a distinção entre instabilidade local e distorcional, o procedimento de seleção de colunas é seguido pela apresentação e discussão de resultados de flambagem obtidos através da análise com base na teoria GBT (*Generalised Beam Theory*), cuja natureza modal torna possível ilustrar e esclarecer o significado das palavras "local" e "distorcional" adotadas neste trabalho.

Após descrever o modelo de elementos finitos adotado no ANSYS (SAS, 2013), o Capítulo 4 aborda o comportamento na pós-flambagem elástica distorcional das colunas selecionadas, com foco nas diferenças entre colunas com mesmo raio e diferentes números de lados e colunas com mesmo número de lados e diferentes valores de raio, a fim de avaliar a influência da geometria no comportamento. Apresenta-se também o comportamento pós-flambagem elasto-plástico e a resistência final obtidos através do ANSYS, do MRD e do dimensionamento de cascas cilíndricas. Os resultados numéricos apresentados e discutidos compreendem trajetórias de equilíbrio, cargas de falha e configurações das deformadas, incluindo os mecanismos de colapso.

Finalmente, as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no Capítulo 5.

2 Revisão Bibliográfica

O item 2.1 apresenta os conceitos de estabilidade e equilíbrio, com foco nas análises de flambagem e pós-flambagem abordadas em trabalhos anteriores. Os métodos de dimensionamento de interesse para o presente trabalho, são abordados no item 2.2.

2.1 Estabilidade estrutural e equilíbrio

Na análise, dimensionamento e projeto de estruturas, a noção de “estabilidade” aparece sempre associada ao conceito de equilíbrio, na medida em que é utilizada para classificar “configurações de equilíbrio”. Assim, admita-se que uma estrutura, submetida a um sistema de cargas exteriores, exhibe uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores dos deslocamentos de seus pontos. A estabilidade dessa configuração pode ser avaliada através do comportamento da estrutura após sofrer uma “perturbação”, causada por uma pequena ação exterior arbitrária - a configuração de equilíbrio diz-se “estável” ou “instável” caso a estrutura retorne ou não para a sua posição original após o término da perturbação. (REIS & CAMOTIM, 2001). Para colunas, o conceito de estabilidade é exemplificado por um problema clássico: a *coluna de Euler*, assim como mostra a Figura 2.1. A essência da teoria da *coluna de Euler* consiste em (i) uma coluna elástica, (ii) perfeitamente alinhada (sem deformações prévias), (iii) de comprimento L , (iv) com as extremidades simplesmente apoiadas e (v) submetida a uma carga axial de compressão (P). A Figura 2.1 (b) apresenta sua trajetória de equilíbrio, representada pelo deslocamento lateral (q) no meio do vão (sobre o eixo x) vs. carga aplicada (P).

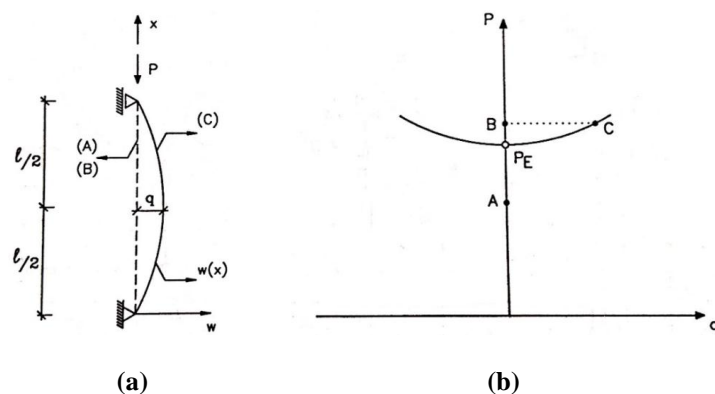


Figura 2.1. *Coluna de Euler*: (a) a geometria e carga e (b) trajetória de equilíbrio (REIS & CAMOTIM, 2001).

Na Figura 2.1 (b), as regiões em que $q = 0$ e $q \neq 0$ são denominadas como "trajetória fundamental" e "trajetória de pós-flambagem", respectivamente. A interseção destes dois caminhos é designada como *carga crítica de Euler* (P_E), ou carga de flambagem, e pode ser avaliada pela Equação 2.1, onde EI representa a rigidez a flexão da seção transversal da coluna. A carga crítica provoca uma "bifurcação na configuração de equilíbrio" - a coluna pode permanecer em linha reta ou pode apresentar um deslocamento. A forma defletida é dada pela Equação 2.2.

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

$$w(x) = q \cdot \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Ainda considerando a trajetória de equilíbrio indicada na Figura 2.1 (b), os pontos A, B e C representam três configurações diferentes da coluna (B e C correspondem a mesma carga). Depois de uma ligeira perturbação, devido à aplicação de uma pequena carga δF , no ponto A ($P < P_E$ e $q = 0$, Figura 2.2 (a)) a coluna regride à sua posição original. Apresentando um equilíbrio estável. No ponto B ($P > P_E$ e $q = 0$, Figura 2.2 (b)), a coluna "afasta-se" de sua posição original, apresentando um equilíbrio instável. Assim, neste último caso, a perturbação "conduz" a coluna para a configuração de equilíbrio C. Se, posteriormente, aplica-se uma ligeira perturbação na estrutura, em C ($P > P_E$ e $q \neq 0$, Figura 2.2 (c)), verifica-se que o equilíbrio é estável. De fato, a carga crítica marca a transição de equilíbrio estável para instável. A *carga de Euler* representa a menor carga que faz com que ocorra uma mudança no estado de equilíbrio da coluna idealizada. (IYENGAR, 1986).

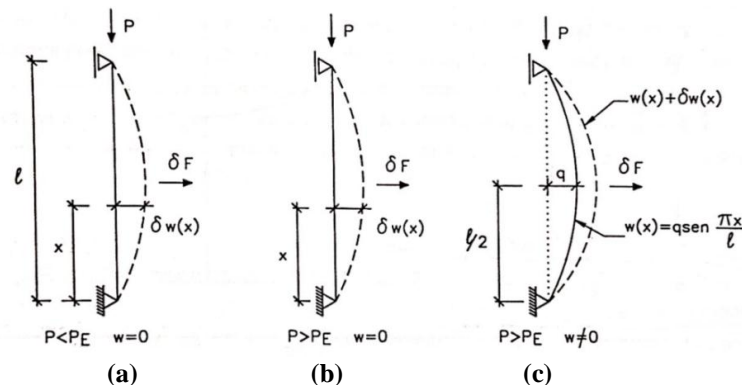


Figura 2.2. Configurações de equilíbrio da coluna de Euler (a) equilíbrio estável, (b) equilíbrio instável e (c) equilíbrio estável (REIS & CAMOTIM, 2001).

2.1.1 Flambagem

O efeito de flambagem está relacionado com a deformação de um elemento estrutural quando submetido a uma carregamento. Este efeito será abordado considerando-se colunas sob carga de compressão centrada.

Flambagem é a perda da forma original de um membro, como resultado da deformação elástica ou inelástica (ZIEMIAN, 2010). Esta mudança na forma pode ser denominada como flambagem local, distorcional ou global (flexão ou flexão-torção). A carga crítica de um elemento estrutural pode estar associada a qualquer um destes modos de flambagem, dependendo apenas da forma como este se deforma.

Levando-se em consideração conceitos propostos por HANCOCK (2003), de uma forma geral, considerando-se uma coluna com n lados, de seção tubular ou aberta, submetida a uma carga compressiva, pode-se dizer que (i) o fenômeno de flambagem local envolve somente a flexão de placa, não apresentando deformações transversais nas arestas (*i.e.*, a ligação entre os elementos permanece indeformada), (ii) a flambagem por distorção envolve a mudança na forma transversal excluindo flambagem local e (iii) a flambagem global apresenta-se de duas formas: (iii1) flexão da coluna comprimida sem alteração da forma da seção transversal e (iii2) flexo-torção igualmente sem alteração da forma da seção transversal.

a) Flambagem Local e Distorcional para tubos poligonais regulares (TPR)

Várias investigações teóricas e numéricas sobre o comportamento de flambagem local em TPR foram realizadas anteriormente. Sendo assim, o comportamento na flambagem local é bem conhecido. Em 1961, estudos realizados por Timoshenko e Gere mostravam que se o ângulo interno entre as paredes consecutivas de um tubo poligonal regular é bem menor que 180° , as cargas críticas podem ser previstas com precisão por meio da análise de uma única parede, simplesmente apoiada ao longo dos bordos laterais (TIMOSHENKO & GERE, 1961). No entanto, outros fenômenos de flambagem podem ser críticos e, nesse caso, este modelo simplificado pode conduzir a erros que não devem ser ignorados.

No trabalho de WITTRICK & CURZON (1968), avaliou-se a estabilidade local de tubos poligonais longos submetidos à compressão uniforme combinada com a torção. Para a investigação utilizou-se funções de estabilidade assumindo que as arestas (*i.e.* as

junções entre as paredes adjacentes) não apresentavam deslocamentos. O estudo utilizou tubos de seções transversais triangulares e quadradas. No primeiro caso, verificou-se que o modo de flambagem por compressão pura é indeterminado, tal como referido pela primeira vez por COX (1954).

AVENT & ROBINSON (1976), apresentaram soluções de flambagem local para TPR sob a forma de curvas de estabilidade, levando em consideração tubos de seção transversal com valores variados de número de lados. Este estudo mostrou que a utilização da fórmula clássica de flambagem de placa, apresentada na Equação 2.3, (onde E é o módulo de Young e ν é o coeficiente de Poisson) com o coeficiente de flambagem $k = 4$ (considerando placas simplesmente apoiadas), conduz a resultados precisos para a maior parte dos casos, embora os membros triangulares e pentagonais apresentem tensões de flambagem local significativamente mais elevadas. A instabilidade local para seção triangular (triângulo equilátero e isósceles) foi estudada por em CHATTOPADHYAY *et.al.* (2012) que apresentou soluções analíticas.

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (\text{Eq. 2.3})$$

A análise da flambagem local de tubos poligonais regulares com número de lados (n) variando entre 4 e 8, sob compressão axial ou flexão, foi abordado por TENG *et.al.* (1999), utilizando o método dos elementos finitos. Para os membros uniformemente comprimidos, os resultados de tensão crítica mostraram mais uma vez que valores ímpares de n implicam em $k > 4$, em particular para tubos com menor número de lados. Além disso, para valores baixos de esbeltez de placa, uma queda no valor de k foi observado, em particular para $n = 5$ e $n = 7$. Para os membros sob flexão uniforme, os resultados indicaram que os valores de k aumentam em cerca de 25%, devido à distribuição de tensões em torno seção transversal. Neste estudo, não foram notados deslocamentos ao longo das arestas; sendo assim, a flambagem distorcional não foi abordada.

Quando o número de lados (n) aumenta, o ângulo interno entre as paredes adjacentes também aumenta, neste caso, podem ocorrer deslocamentos não nulos ao longo das arestas, como no caso de tubos circulares. Este fenômeno foi investigado experimentalmente por BULSON (1969), onde concluiu-se que, para tubos uniformemente comprimidos, a transição entre os modos de colapso ocorre para ângulos internos maiores que 160° (aproximadamente). Conclusões semelhantes foram obtidas

por MIGITA & FUKUMOTO (1997), com base na análise numérica de uma montagem de duas placas, e também por GODAT *et.al.* (2012), a partir de resultados experimentais.

O estudo realizado por GONÇALVES & CAMOTIM (2013a), utilizou estratégias analíticas e numéricas para obter um conhecimento aprofundado sobre o comportamento na flambagem de TPR. A investigação foi baseada em uma especialização do método GBT e tornou possível calcular de forma mais racional e eficiente os conjuntos de modos de deformação. Como sequência, GONÇALVES & CAMOTIM (2013b), apresentaram uma investigação sobre o comportamento de flambagem para TPR de parede fina uniformemente comprimido, utilizando o método GBT e análise de elementos finitos. Dentre os vários resultados, pode-se citar a obtenção do parâmetro que define quando cada modo de flambagem puro se torna crítico e, no que diz respeito ao modo de flambagem por distorção, concluiu-se que, para uma dada proporção entre raio e espessura, as tensões de flambagem diminuem com o aumento do número de lados (n) e tendem para as soluções clássicas de tubos circulares (quando $n \rightarrow \infty$).

Para melhor compreensão sobre como se apresenta a flambagem local e distorcional em tubos poligonais regulares, as Figuras 2.3(a-c) ilustram os modos de flambagem obtidos via GBT para algumas colunas e a Figura 2.4 traz o gráfico senoidal correspondente ao deslocamento dos nós intermediários, para o modo de flambagem local (GONÇALVES & CAMOTIM, 2013b).

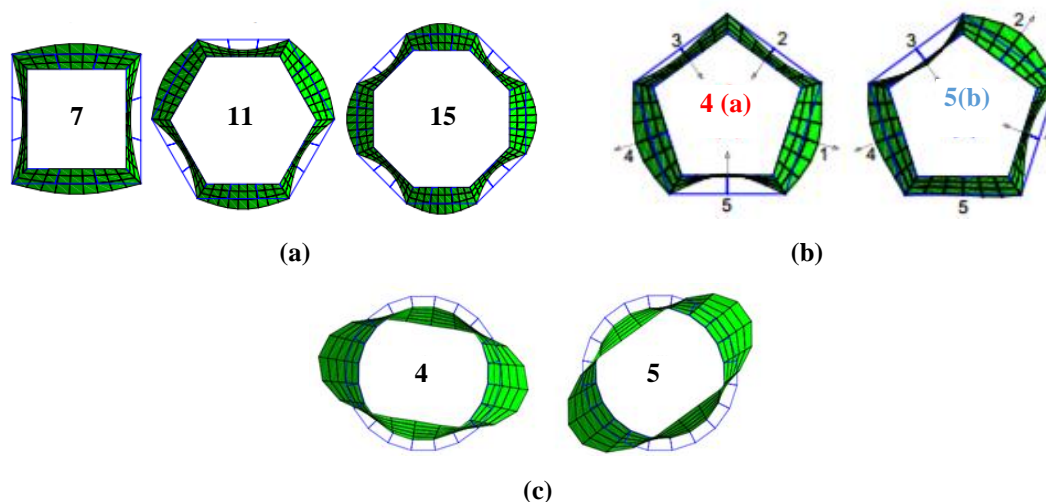


Figura 2.3. Modos de deformação para TPR com (a) $n = 4, 6$ e 8 , local, (b) $n = 5$, local e (c) $n = 20$, distorcional (GONÇALVES & CAMOTIM, 2013b).

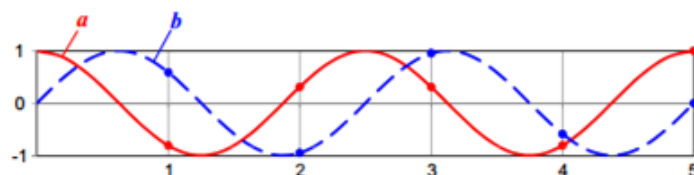


Figura 2.4. Gráfico senoidal correspondente ao deslocamento dos nós intermediários para $n = 5$, para modo de deformação local (GONÇALVES & CAMOTIM, 2013b).

Com as Figuras 2.3 e 2.4, GONÇALVES & CAMOTIM (2013b) mostram que:

- (i) Em alguns casos para flambagem local e em todos os casos para flambagem distorcional, os modos de deformações críticos apresentam-se em pares, resultado claramente representado na Figura 2.3(c-b) pelos modos **4** e **5**.
- (ii) A flambagem local de TPR para n ímpar apresenta os deslocamentos das paredes correspondentes a um gráfico senoidal. Os deslocamentos nos nós intermediários indicados pelas setas numeradas por 1, 2, 3, 4 e 5 na Figura 2.3(b), correspondem aos valores das funções senoidais mostrados no gráfico da Figura 2.4 (os valores são indicados pelos pontos). Sobre os modos de deformação, pode-se dizer que o modo **4** não apresenta mudança de sinal entre as deformações indicadas pelas setas 2 e 3 (os nós intermediários 2 e 3 movimentam-se para dentro), enquanto que o modo **5** tem um valor nulo na deformação 5.
- (iii) A flambagem local de TPR para n par, apresenta modo de flambagem crítico bem conhecido, onde paredes adjacentes deformam-se em sentidos opostos (para dentro/para fora) e a solução exata corresponde à de uma placa simplesmente apoiada.

Desenvolvido com base na teoria GBT, o programa GBTul (BEBIANO *et al.* 2008, 2010ab) é uma ferramenta muito eficaz para realizar análises de flambagem. O programa fornece, entre outros resultados, (i) os modos de deformação no plano da seção transversal, (ii) curva de assinatura e (iii) a participação de cada um dos modos de flambagem, devendo-se fornecer as características mecânicas e dimensões da seção transversal do TPR como entrada.

A análise de uma seção transversal no GBTul produz um conjunto de modos de deformação N_d (Equação 2.4), que representam os possíveis modos de deformação de uma seção transversal a serem contabilizados (BEBIANO *et al.* 2010a). A quantidade de modos de deformação depende do número de lados (n) e o número de nós intermediários (m). A Figura 2.4 (a) indica os nós principais e intermediários representados por pontos azuis e vermelhos, respectivamente.

$$N_d = n + 1 + m \quad (\text{Eq. 2.4})$$

A Figura 2.5 (b) mostra os 9 primeiros modos de deformação no plano para um TPR com $n = 4$: (i) as 4 primeiras representam os modos globais de corpo rígido – compressão axial (modo 1), maior e menor eixo de flexão (modos 2 e 3) e de torção (modo 4), (ii) modo 5 por distorção e (iii) modos 6, 7, 8, e 9 locais, que envolvem exclusivamente a deformação da parede do tubo (o seu número é igual ao número de nós intermediários considerados (m)). Dependendo da geometria (dimensões da seção transversal e comprimento) e das condições de apoio, os modos de flambagem podem se apresentar de forma isolada ou pela combinação de dois modos críticos. Vale a pena mencionar que apenas as seções com pelo menos 4 lados apresentam modos de deformação distorcional.

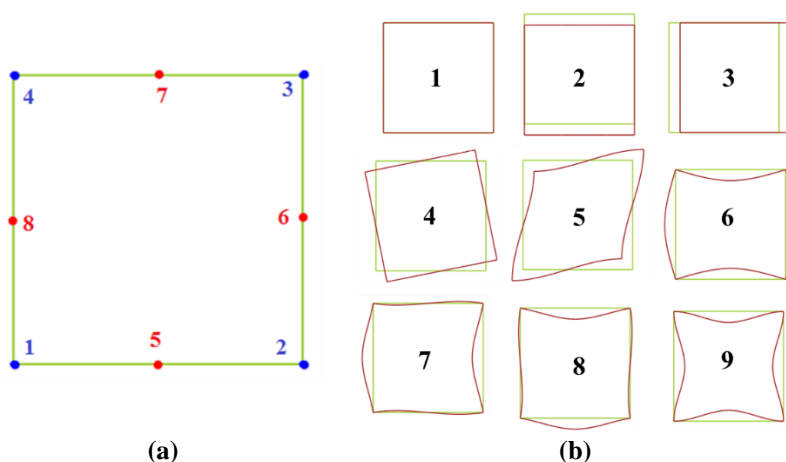


Figura 2.5. Análise da seção transversais realizada no GBTul (a) configuração da geometria e discretização nodal e (b) modos de deformações no plano.

Outro resultado da análise de flambagem realizada com GBTul é a curva de assinatura (que relaciona o comprimento da coluna com sua carga crítica). Para colunas simplesmente apoiadas, o ponto de "mínimo" na curva de assinatura corresponde a cargas críticas que levam à instabilidade local ou distorcional. A Figura 2.6 ilustra um modelo de curva de assinatura (P vs. L), L em escala logarítmica, para um TPR de 8 lados e indica os modos de flambagem para cada carga crítica.

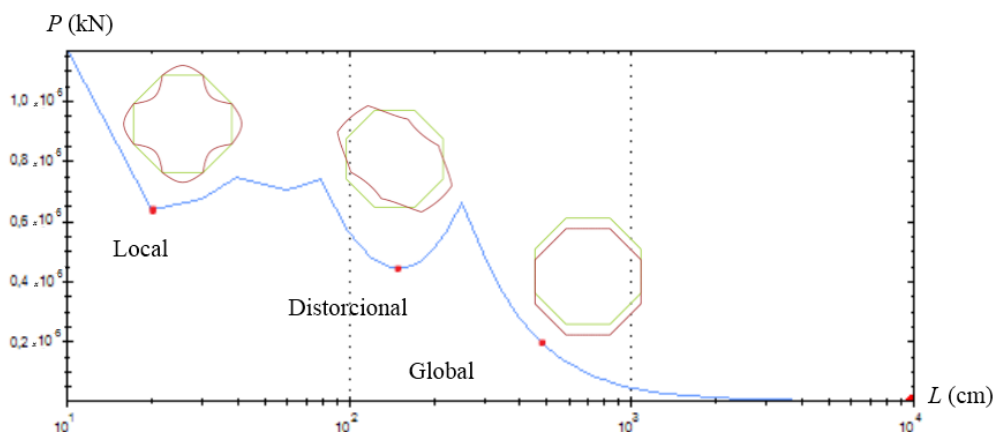


Figura 2.6. Exemplo de curva de assinatura para TPR de $n = 8$ simplesmente apoiado.

O programa ANSYS também é uma excelente ferramenta para análise de flambagem e alguns trabalhos anteriores já comprovaram sua precisão para a previsão da carga crítica (e.g., SILVESTRE & CAMOTIM, 2006, BASAGLIA *et al.*, 2011). Os resultados obtidos através do GBTul e do ANSYS são muito semelhantes, ou mesmo iguais. No entanto, não é possível obter a participação modal através do MEF.

Na maioria dos casos, a carga crítica de uma coluna submetida a compressão axial, obtida a partir da análise linear de flambagem da estrutura sem imperfeições, não coincide com a carga de colapso da coluna real imperfeita. Assim, é necessário avaliar o comportamento de pós-flambagem, com a consideração de imperfeições geométricas iniciais e estratégia de carregamento incremental.

2.1.2 Pós-flambagem e resistência última

A flambagem é afetada por diversos fatores. Além da esbeltez, a resistência ao colapso também depende das imperfeições geométricas iniciais, das tensões residuais e dos efeitos da plasticidade (não-linearidades) do material. Quando se considera colunas submetidas a carregamento de compressão axial, sabe-se que inicialmente pode ocorrer um encurtamento devido à aplicação da carga. Em seguida, ao alcançar a carga crítica, a coluna pode aumentar ou diminuir a sua rigidez. A Figura 2.9 mostra trajetórias de equilíbrio elástico, onde as linhas sólidas ilustram o comportamento dos membros perfeitos e as linhas tracejadas indicam o comportamento teórico para o mesmo membro que apresenta um determinado grau de imperfeição (δ_0). Se a carga suportada pela estrutura após a flambagem aumenta com o aumento da deformação, como mostrado na Figura 2.7 (a), a estrutura tem uma trajetória de pós-flambagem estável. Por outro lado,

se a carga diminui sem atingir a carga crítica, como se indica no Figure 2.7 (b), a coluna tem uma trajetória de pós-flambagem instável.

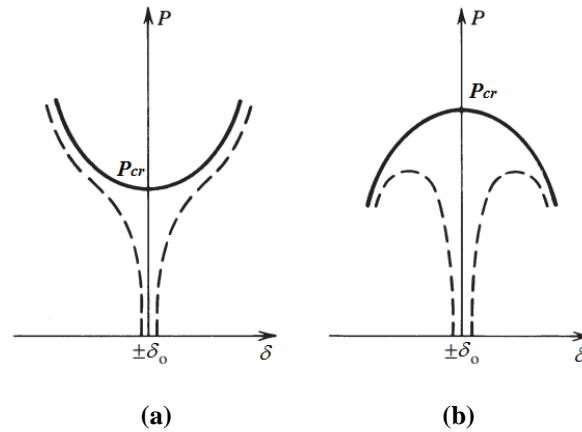


Figura 2.7. Trajetórias de equilíbrio elástico de pós-flambagem para membros inicialmente perfeitos (linhas sólidas) e imperfeitos (linhas tracejadas): (a) estável e (b) instável (ZIEMIAN, 2010).

Pode-se estimar que as pequenas imperfeições não afetam significativamente o comportamento de sistemas com pós-flambagem estável. No entanto, tem um efeito significativo sobre os sistemas com pós-flambagem instável. As últimas são referenciadas como *imperfeições sensíveis* (ZIEMIAN, 2010).

O comportamento de pós-flambagem de placa (parede plana) é estável e pouco sensível a imperfeições geométricas iniciais, enquanto o comportamento de pós-flambagem de cascas (parede curva) é instável e muito sensível a imperfeições geométricas iniciais. A Figura 2.8 mostra trajetórias de equilíbrio elástico, onde as linhas sólidas ilustram o comportamento dos membros perfeitos e as linhas tracejadas indicam o comportamento teórico para o mesmo membro que apresenta um determinado grau de imperfeição (ε).

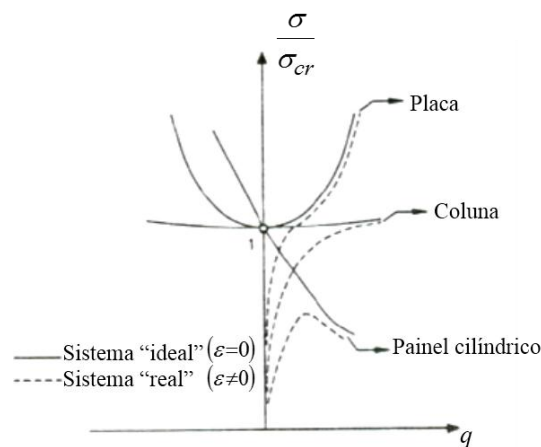


Figura 2.8. Comportamento de pós-flambagem elástico para elementos do tipo casca, placa e coluna (PIRES, 2012).

Para determinar a capacidade resistente de uma coluna real, é necessário levar em consideração as imperfeições iniciais. Para que seja possível o entendimento da interação entre os fenômenos de plasticidade e estabilidade (regime elástico-plástico), deve-se considerar também a não-linearidade física. Sendo assim é necessário a realização de análises do comportamento de pós-flambagem (elástico e elasto-plástico) das colunas, este comportamento pode ser avaliado através da curva dada pela carga aplicada vs. deslocamento do nó de maior imperfeição (REIS & CAMOTIM, 2001).

a) Pós-flambagem e Resistência Última em Seções Tubulares

O trabalho de PIREZ (2012) relatou resultados da análise numérica sobre a estabilidade de perfis metálicos tubulares com forma semi-elíptica (“*semi-elliptical hollow section*” - SEHS) sujeitos a compressão pura. O estudo teve por objetivo averiguar o dimensionamento de uma coluna que apresenta elementos planos e curvos ao mesmo tempo. As colunas analisadas apresentavam condições de apoio engastado e as análises numéricas foram realizadas pelo método das faixas finitas (MFF) e método dos elementos finitos (MEF). No que diz respeito aos resultados de resistência última das colunas de aço SEHS, observou-se que os mecanismos de colapso se dividem em três grupos: (i) mecanismo local com esmagamento muito localizado nas zonas plastificadas (tipo I), (ii) mecanismo global com deformação local nas zonas plastificadas (tipo II) e (iii) mecanismo global sem deformação local nas zonas plastificadas (tipo III).

Quando uma coluna perde a capacidade de suportar um aumento de carga e a deformação continua a aumentar, a maior capacidade resistente já foi alcançada. Esta carga é o ponto limite da trajetória de equilíbrio de pós-flambagem elasto-plástica. A Figura 2.9 ilustra as curvas que correlacionam a carga normalizada (P/P_{cr}) com o deslocamento axial δ para colunas SEHS longas (trajetórias de equilíbrio elasto-plástica). Após atingir o ponto de maior capacidade resistente (ponto de pico), a coluna perde a capacidade de suportar incrementos de carga, sendo assim, a carga diminui, enquanto a deformação plástica aumenta e as deformações elásticas tendem a se anular. O ponto de pico indica o maior valor da relação P/P_{cr} e, neste caso, P é a carga última da estrutura (denominada como P_u). Como P_{cr} é facilmente obtido a partir da análise linear de flambagem, a avaliação da carga final torna-se bem simples.

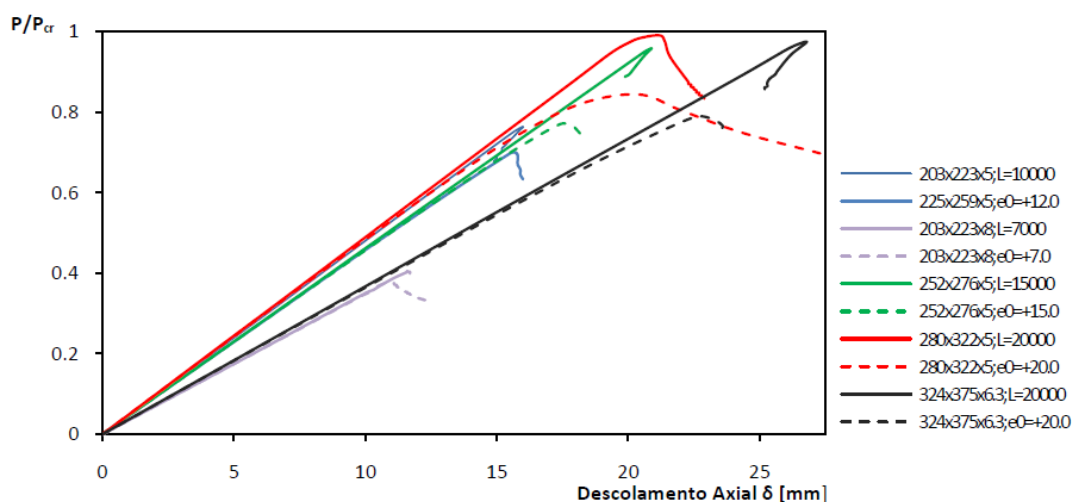


Figura 2.9. Curvas de carga vs. deslocamento axial (P/P_{cr} vs. δ) para colunas SHS longas com condições de apoio engastado (PIRES, 2012).

As colunas longas não apresentaram resistência de pós-flambagem e foram avaliadas de duas formas: (i) inicialmente com uma pequena imperfeição geométrica e (ii) posterior aumento da imperfeição geométrica inicial. A não-linearidade do material (plasticidade) é influenciada não apenas pelas tensões no plano das cargas, mas também pelos componentes de tensão devidos à deformação da coluna. Quanto maior a imperfeição inicial, mais cedo ocorre o início do escoamento e, portanto, mais significativo é o efeito da plasticidade no modo de colapso

Sobre a análise de TPR, o estudo experimental realizado GODAT *et al.* (2012) teve por objetivo observar o comportamento, bem como a capacidade resistente de TPR com flambagem no modo local, de paredes finas com diferentes seções transversais. No total, foram avaliadas 6 colunas com $n = 8, 12$ e 16 com diferentes valores de esbeltez. Os resultados experimentais proporcionaram um melhor entendimento do comportamento de TPR na pós-flambagem elasto-plástica local. A Figura 2.10 apresenta um dos resultados obtidos; as curvas tensão-deformação axial média para as amostras testadas.

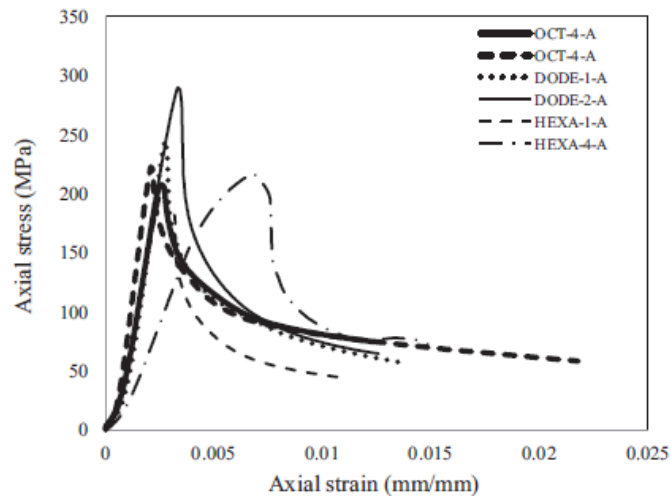


Figura 2.10. Curvas de tensão vs. deformação axial para TPR com: (a) $n = 8$ (sigla OCT), (b) $n = 12$ (sigla DODE) e $n = 16$ (sigla HEXA) (GODAT *et al.*, 2012)

Como mostrado na Figura 2.10, todas as amostras, exceto a HEXA-4-A, exibiram comportamento ascendente e descendente semelhante. Durante a fase de carga inicial, a não-linearidade geométrica das colunas pode ser observada. Após esse trecho o comportamento elástico linear é alcançado até atingir a tensão máxima (carga última). Com base nos resultados obtidos GODAT *et al.* (2012) (i) concluíram que o número de lados não é um fator importante para a obtenção da carga última de flambagem local quando a proporção entre a largura e espessura da placa mantem-se constante e (ii) propuseram uma nova equação de dimensionamento para TPR sob flambagem local, utilizando dados de outros estudos conjuntamente com os próprios para verificação.

2.2 Dimensionamento

A presente seção aborda os métodos e prescrições normativas de projeto que permitem a previsão da resistência final de barras de aço formadas a frio: (i) Método da Largura Efetiva (MLE), (ii) Método da Seção Efetiva (MSE), (iii) Método da Resistência Direta (MRD) e (iv) Dimensionamento de cascas cilíndricas segundo Eurocode 3. Os três primeiros métodos de dimensionamento constam atualmente na norma brasileira dirigida ao dimensionamento de perfis de aço formados a frio, ABNT 14762 (2010).

2.2.1 Método da Largura Efetiva (MLE)

Tradicionalmente usado até o final do século XX para a verificação da segurança de perfis formados a frio (PFF), o MLE considera que apenas uma parcela da seção transversal do elemento contribui para a resistência do mesmo. Originalmente, foi proposto por Von Karman e adotado para PFF por Winter na Universidade de Cornell (HANCOCK *et al.*, 2001). No entanto, o MLE (i) ignora a interação entre elementos de placa, (ii) foi proposto para perfis com falha no modo local ou global, sendo assim, pode não ser uma boa escolha para avaliação de perfis com falha em no modo distorcional, (iii) faz com que sejam necessárias várias iterações para a determinação da carga básica de um membro e (iv) torna a determinação da seção efetiva cada vez mais difícil à medida em que a seção transversal torna-se mais complexa (SCHAFER, 2008).

Além disso, o MLE não considera a flambagem por distorção. Em 1992, na norma americana AISI (2012) foi considerado que o método de projeto não se mostra adequado para abordagem da flambagem distorcional em seções tipo U, compostas de aço de alta resistência, sendo assim eram necessárias outras alternativas e métodos de dimensionamento para flambagem distorcional (HANCOCK *et al.*, 1994).

2.2.2 Método da Seção Efetiva (MSE)

O Método da Seção Efetiva, é uma extensão do Método da Área Efetiva (MAE) que foi originalmente proposto para colunas compostas de perfis formados a frio. De fato, as vantagens do MAE são as mesmas encontradas no Método da Resistência Direta: (i) para flambagem local da placa considera-se o comportamento seção transversal completa, ao contrário das regras do MLE que considera elementos isolados; (ii) apresenta curvas de resistência estrutural para as colunas, incluindo interações entre flambagem local e global e (iii) as regras para dimensionamento foram formuladas como no MRD (apresentado na seção seguinte). A extensão dos princípios do MAE, para vigas com perfis formados a frio, permitiu a proposição de regras e equações a serem aplicadas para o projeto de aço de PFF, que substitui o MLE (BATISTA, 2010).

O Método Seção Efetiva (MSE), presente na norma brasileira (ABNT 14762, 2010), considera uma avaliação da área efetiva em vez de tomar cada um dos elementos da seção transversal separadamente, sendo assim, mais simples que o MLE.

2.2.3 Método da Resistência Direta (MRD)

Ao contrário do MLE, o Método da Resistência Direta (MRD) não considera o cálculo da largura efetiva. Para avaliar a resistência de um membro, o MRD utiliza as propriedades da seção bruta, porém exige um cálculo preciso do comportamento de flambagem elástica do mesmo. Métodos numéricos, como GBT e método das faixas finitas, fornecem facilmente os cálculos de estabilidade exigidos. O MRD apresenta melhor correlação com os resultados experimentais do que o tradicional MLE com base em uma análise levando em consideração grande número de vigas e colunas (SCHAFER, 2008).

O MRD foi desenvolvido a fim de superar as dificuldades relacionadas com cálculos intrínsecas do MLE, tornando o dimensionamento de PFF mais fácil e mais rápido. Devido à sua simplicidade e eficiência, o MRD tem sido amplamente disseminado. Na verdade, ele já foi incorporado às normas: brasileira (ABNT 14762, 2010), americana (AISI, 2012) e Austrália / Nova Zelândia (AS / NZS, 2005). De acordo com a norma brasileira, o dimensionamento de PFF de (i) paredes finas, (ii) sob compressão centrada e (iii) apresentando modo de flambagem distorcional pode ser feito usando as Equações (2.5), (2.6) e (2.7). O valor de $P_{cr,D}$ é facilmente obtido a partir da análise de flambagem elástica, através do programa GBTul ou ANSYS.

$$P_{n,D} = Af_y, \text{ para } \lambda_D \leq 0.561 \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$$P_{n,D} = \left(1 - \frac{0.25}{\lambda_D^{1.2}}\right) \frac{Af_y}{\lambda_D^{1.2}}, \text{ para } \lambda_D > 0.561 \quad (\text{Eq. 2.6})$$

$$\lambda_D = \left(\frac{Af_y}{P_{cr,D}}\right)^{0.5} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Apesar da eficiência comprovada do MRD, a possível aplicação deste método para dimensionamento de TPR ainda será avaliada. Investigações recentes identificaram que várias colunas exibem carga última que não foi prevista adequadamente pela curva atual de dimensionamento. As colunas que estão “fora” da curva apresentam as seguintes particularidades (i) condição de apoio que não seja fixo (LANDESMANN & CAMOTIM 2011, 2013), (ii) seções transversais com enrijecedores intermediários (YANG &

HANCOCK, 2004, YAP & HANCOCK, 2011 e KUMAR & KALYANARAMAN, 2014) e (iii) interação modal (YANG & HANCOCK, 2004, DINIS *et al.*, 2012 e SILVESTRE *et al.*, 2012).

2.2.4 Dimensionamento de colunas tubulares com seção transversal circular – Classe 4 (Eurocode 3 – Parte 1-6)

O Eurocode 3 (EC3) é a norma europeia aplicável para realização de projetos de edifícios e obras de engenharia civil em aço. O EC3 encontra-se dividido em várias partes e está em conformidade com os princípios e normas para a segurança e utilização de estruturas indicadas na EN 1990 (2009). A Parte 1 do Eurocode 3 (EN 1993-1 ou EC3-1) inclui as regras gerais e as regras aplicáveis a estruturas de edifícios e encontra-se subdivida em sete seções, sendo elas: (i) EC3-1-1 - Generalidades, (ii) EC3-1-2 - Bases para o projeto, (iii) EC3-1-3 - Materiais, (iv) EC3-1-4 - Durabilidade, (v) EC3-1-5 - Análise estrutural, (vi) EC3-1-6 - Estados limites últimos e (vii) EC3-1-7 - Estados limites de utilização. As demais partes tratam das prescrições normativas aplicáveis a estruturas mais específicas como pontes, mastros, silos, entre outras.

O capítulo 6 do EC3-1-1 (EN 1993-1-1, 1993) trata de elementos estruturais sujeitos a compressão uniforme e no ponto 6.2.2.5, remete ao EN 1993-1-6 (2007) (ou EC3-1-6) para o dimensionamento de seções compostas por cascas cilíndricas de classe 4 (seções de parede fina).

A norma europeia EN 1993-1-6 (2007) (ou EC3-1-6) expõe as regras e procedimentos para o dimensionamento de cascas metálicas, tendo sido desenvolvida essencialmente para a verificação de segurança de cascas cilíndricas. Nesta norma são definidos diferentes estados limites para a verificação da segurança deste tipo de elemento estrutural; (i) estado limite plástico, (ii) estado limite de plasticidade cíclica, (iii) estado limite de flambagem e (iv) estado limite de fadiga, correspondentes aos capítulos 6, 7, 8 e 9, respectivamente.

a) Resistência à Flambagem de Cascas Cilíndricas

Apresentam-se em seguida as disposições relativas ao ponto 8.5 do EC3-1-6, onde se expõem os procedimentos e critérios gerais para verificação de segurança de elementos

estruturais do tipo casca. As tensões de dimensionamento à flambagem são obtidas a partir das Equações (2.08), (2.09) e (2.10).

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

$$\sigma_{\theta,Rd} = \frac{\sigma_{\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$\tau_{x\theta,Rd} = \frac{\tau_{x\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

onde,

$\sigma_{x,Rd}$ - tensão meridional resistente à flambagem;

$\sigma_{\theta,Rd}$ - tensão circunferencial resistente à flambagem;

$\tau_{x\theta,Rd}$ - tensão de cisalhante resistente à flambagem;

$\sigma_{x,Rk}$ - tensão meridional característica de resistência à flambagem;

$\sigma_{\theta,Rk}$ - tensão circunferencial característica de resistência à flambagem;

$\tau_{x\theta,Rk}$ - tensão de cisalhamento característica de resistência à flambagem.

As tensões de colapso características são determinadas pelas Equações (2.11), (2.12) e (2.13) através do produto entre o fator de redução (χ) pela tensão de escoamento característica do aço (f_{yk}).

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x f_{yk} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$\sigma_{\theta,Rk} = \chi_{\theta} f_{yk} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$\tau_{x\theta,Rk} = \frac{\chi_{\tau} f_{yk}}{\sqrt{3}} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Os fatores de redução devido à flambagem χ_x , χ_{θ} e χ_{τ} , são determinados pela Equação (2.14) em função da esbelteza relativa da casca cilíndrica ($\bar{\lambda}$).

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{se } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \\ 1 - \beta \left[\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}} \right]^\eta & \text{se } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \\ \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} & \text{se } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda} \end{cases} \quad (\text{Eq.2.14})$$

onde,

α - parâmetro de imperfeição elástica da casca;

β - parâmetro de associado à interação entre instabilidade e escoamento plástico;

η - expoente de interação;

$\bar{\lambda}_0$ - limite de esbeltez a partir do qual os efeitos de flambagem condicionam o dimensionamento da casca;

$\bar{\lambda}_p$ - limite de esbeltez a partir do qual a coluna apresenta comportamento de colapso elástico.

Os valores para os parâmetros α , β , η e λ_0 encontram-se no Anexo D do EC3-1-6, precisamente em D.1.2.2 item (3) e serão apresentados à frente. A Figura 2.11 ilustra a curva de dimensionamento para cascas cilíndricas de aço, evidenciando o significado dos limites de cálculo do fator de redução χ e dos parâmetros referidos.

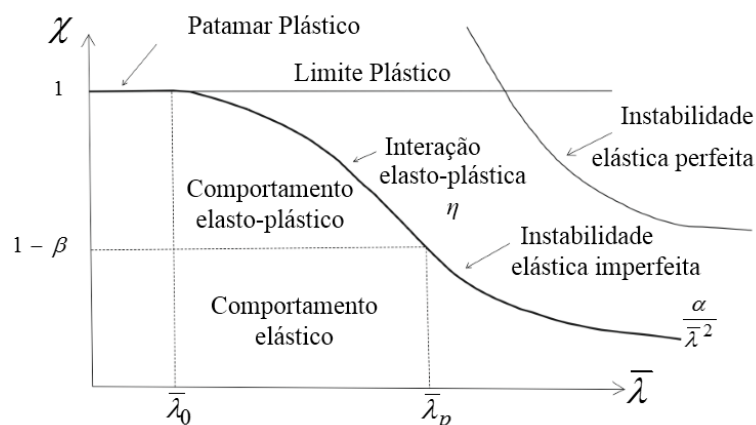


Figura 2.11. Curva de dimensionamento para cascas cilíndricas em função dos parâmetros α , β , η , λ_0 e λ_p .

Nesta figura evidenciam-se três zonas distintas de dimensionamento, com os limites definidos de acordo com (2.14). Quando $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$, o colapso do elemento ocorre em regime plástico devido à sua baixa esbeltez (cascas espessas), isto é, o mecanismo de

colapso é precipitado pelo escoamento do aço e conseqüente degradação da rigidez das zonas plastificadas. Para valores de $\bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}$, a casca colapsa devido à reduzida espessura das suas paredes (esbeltez elevada), que provoca a perda de rigidez do elemento devido à instabilidade elástica da casca, que pode ser condicionada pelas imperfeições geométricas. No trecho intermediário $\bar{\lambda}_0 \leq \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_p$, a perda de rigidez da casca deve-se tanto ao escoamento do aço como à instabilidade e imperfeições geométricas apresentadas pelo elemento. O valor do limite plástico de esbeltez relativa é definido no EC3-1-6 no capítulo 8, em 8.5.2 item (5) e está apresentado na Equação (2.15).

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

As esbeltezas normalizadas ($\bar{\lambda}$), correspondentes a cada uma das tensões de membrana, são determinadas por meio da Equação (2.16). Onde os valores das tensões críticas elásticas $\sigma_{x,Rcr}$, $\sigma_{\theta,Rcr}$ e $\tau_{x\theta,Rcr}$ são definidos no Anexo D do EC3-1-6 e dependem (i) da geometria, (ii) condição de apoio e (iii) carregamento ao qual a casca está submetida. Na ausência de expressões apropriadas no Anexo D do EC3-1-6, as tensões críticas elásticas devem ser calculadas através de análises numéricas do elemento. No caso de cascas que exibam um comportamento inteiramente elástico, a obtenção das tensões características pode-se dar segundo a Equação (2.17).

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad \bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{\theta,Rcr}}} \quad \bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\tau_{x\theta,Rcr}}} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

$$\sigma_{x,Rk} = \alpha_x \sigma_{x,Rcr} \quad \sigma_{\theta,Rk} = \alpha_\theta \sigma_{\theta,Rcr} \quad \tau_{x\theta,Rk} = \alpha_\tau \tau_{x\theta,Rcr} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

a) Tensão crítica meridional

O EC3-1-6, no anexo D.1.1, estipula critérios para serem utilizados em conjunto com as regras gerais de modo a verificar a segurança de cascas cilíndricas à flambagem local. A Figura 2.12, mostra esquematicamente a geometria, dimensões características,

graus de liberdade, tensões de membrana e respectivas resultantes de uma casca cilíndrica. O comprimento de flambagem da casca cilíndrica (l), geralmente define-se em função das condições de apoio da casca. As especificações sobre as condições de apoio, encontram-se definidas nas seções 2.3, 5.2.2 e 8.3 do EC3-1-6.

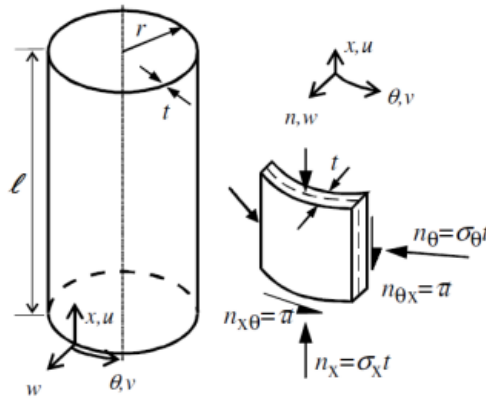


Figura 2.12. Geometria de uma casca cilíndrica, com suas tensões de membrana e respectivas tensões resultantes (EN 1993-1-6: 2007).

O cálculo da tensão crítica meridional (Equação (2.18)) é apresentado no EC3-1-6 no Anexo D (D.1.2.1, item (3)) e depende (i) do módulo de elasticidade (E), (ii) do fator de instabilidade de seções sob compressão meridional (C_x), (iii) da espessura da casca (t) e (iv) do raio (r).

$$\sigma_{x,Rcr} = 0.605 E C_x \frac{t}{r} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

O fator de instabilidade de seções sob compressão meridional, é condicionado pelo parâmetro adimensional ω (Equação (2.19)) que garante a adequação de C_x para diferentes comprimentos da casca. Os 3 intervalos definidos pelo EC3-1-6 para a determinação de C_x estão apresentados na Equação (2.20).

$$\omega = \frac{l}{\sqrt{rt}} \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$C_x = \begin{cases} 1.36 - \frac{1.83}{\omega} + \frac{2.07}{\omega^2} & \text{se } \omega < 1.7 \\ 1 & \text{se } 1.7 \leq \omega \leq 0.5 \frac{r}{t} \\ \text{maior} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{0.2}{C_{xb}} \left[1 - 2\omega \frac{t}{r} \right] \\ 0.6 \end{array} \right\} & \text{se } \omega > 0.5 \frac{r}{t} \end{cases} \quad (\text{Eq.2.20})$$

em que C_{xb} é um parâmetro dependente das condições de apoio, o qual pode ser retirado da Tabela 2.1. O Quadro 5.1 do EC3-1-6 traz as especificações para as condições de apoio, onde as siglas BC1 e BC2 referem-se à condições de apoio engastada e apoiada, respectivamente.

Tabela 2.1. Determinação do valor do parâmetro C_{xb} em função das condições de apoio (EN 1993-1-6, 2007).

Caso	Extremidade do cilindro	Condições de apoio	C_{xb}
1	Extremidade 1	BC1	6
	Extremidade 2	BC1	
2	Extremidade 1	BC1	3
	Extremidade 2	BC2	
3	Extremidade 1	BC2	1
	Extremidade 2	BC2	

A respeito do cálculo proposto pela Equação (2.20), pode-se observar que o primeiro, segundo e terceiro intervalos correspondem ao comportamento de instabilidade de cascas curtas, cascas de comprimento moderado e cascas longas, respectivamente. As cascas longas ($\omega > 0.5 r / t$) quando sujeitas a carregamentos de compressão axiais, além de apresentarem os fenômenos característicos deste carregamento poderão ainda estar sujeitas a fenômenos de flexão global de casca. Quando uma casca está submetida a um estado de tensão meridional linear com valor máximo σ_{xE} , este pode ser decomposto nas parcelas de compressão uniforme, $\sigma_{xE,N}$ e flexão global, $\sigma_{xE,M}$. Assim, para cascas longas que satisfaçam as condições propostas pela Equação (2.21), o EC3-1-6 recomenda que o cálculo de C_x deve ser efetuado segundo a Equação (2.22) ou sua simplificação proposta pela Equação (2.23).

$$\frac{r}{t} \leq 150; \quad \omega \leq 6 \left(\frac{r}{t} \right); \quad 500 \leq \frac{E}{f_{yk}} \leq 1000 \quad (\text{Eq. 2.21})$$

$$C_x = \text{maior} \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.2 \frac{0.2}{C_{xb}} \left[1 - 2\omega \frac{t}{r} \right] \\ 0.6 \end{array} \right\} \times \frac{\sigma_{xE,N}}{\sigma_{xE}} + \frac{\sigma_{xE,M}}{\sigma_{xE}} \quad (\text{Eq.2.22})$$

$$C_x = 0.60 + 0.40 \frac{\sigma_{xE,M}}{\sigma_{xE}} \quad (\text{Eq.2.23})$$

Para determinar a resistência à flambagem de uma casca sujeita a esforço axial de compressão, é necessário determinar um conjunto de parâmetros além da carga crítica de flambagem. Segundo o item (1) do ponto D.1.2.2 do EC3-1-1, o fator de redução meridional devido às imperfeições da casca cilíndrica (α_x) é obtido a partir da Equação (2.24), onde Δw_k é o valor característico da amplitude da imperfeição, determinado pela Equação (2.25) que depende do parâmetro relativo à qualidade de fabricação da casca (Q). As tolerâncias de fabricação de cada classe de qualidade são apresentadas no ponto 8.3. O parâmetro Q tem seus valores apresentados na Tabela 2.2, em função da qualidade de fabricação da casca.

$$\alpha_x = \frac{0.62}{1 + 1.91 \left(\frac{\Delta w_k}{t} \right)^{2.44}} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{l}} t \quad (\text{Eq. 2.25})$$

Tabela 2.2. Determinação do valor do parâmetro Q em função da classe de fabricação (EN 1993-1-6, 2007).

Classe de qualidade de fabricação	Descrição	Q
Classe A	Excelente	40
Classe B	Elevada	25
Classe C	Normal	16

A Equação (2.26) apresenta os valores dos outros parâmetros necessários para a verificação de segurança à flambagem de cascas cilíndricas sujeitas a compressão

meridional, sendo eles (i) a esbeltez meridional limite $\bar{\lambda}_{x0}$, (ii) o fator relativo ao patamar elasto-plástico β e (iii) o coeficiente de interação η . Estes valores foram calibrados a partir de ensaios de instabilidade em cascas cilíndricas uniformemente comprimidas e encontram-se prescritos no Anexo D (D.1.2.2 item (3)) do EC3-1-6.

$$\bar{\lambda}_{x0} = 0.20; \quad \beta = 0.60; \quad \eta = 1.0 \quad (\text{Eq. 2.26})$$

O EC3-1-6 indica ainda, que para cilindros de comprimento muito grande e que satisfaçam as condições da Equação (2.21), a esbeltez meridional limite pode ser determinada a partir da Equação (2.27).

$$\bar{\lambda}_{x0} = 0.20 + 0.10 \left(\frac{\sigma_{xE,M}}{\sigma_{xE}} \right) \quad (\text{Eq. 2.27})$$

O Anexo D (D.1.2.2 item (5)) estabelece, ainda, que a instabilidade meridional não necessita ser verificada em cascas cilíndricas que satisfaçam a condição da Equação (2.28).

$$\frac{r}{t} \leq 0.03 \frac{E}{f_{y,k}} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

As prescrições para o cálculo das tensões circunferencial e de corte encontram-se no EC3-1-6, porém não serão tratadas neste trabalho.

3 Seleção de Colunas e Análise de Flambagem

Este capítulo trata da metodologia empregada para a seleção de colunas e das análises de flambagem local e distorcional. No item 3.1 apresenta-se as dimensões das seções transversais resultantes da seleção de colunas. As cargas críticas com a participação dos modos de flambagem e o comprimento adotado, estão indicadas no item 3.2, juntamente com algumas curvas de carga crítica *vs* comprimento (P_{cr} *vs.* L).

3.1 Seleção da geometria das colunas

A primeira etapa do presente trabalho consiste em selecionar cuidadosamente as dimensões das seções transversais e comprimentos dos tubos poligonais regulares (TPR). A Figura 3.1 ilustra os parâmetros geométricos da seção transversal de um TPR, definidos por GONÇALVES & CAMOTIM (2013b), a serem (i) raio (R), (ii) espessura (t), (iii) largura da parede (b) e (iv) número de lados (n), ainda traz os nós principais e os nós intermediários que foram empregados na discretização do modelo.

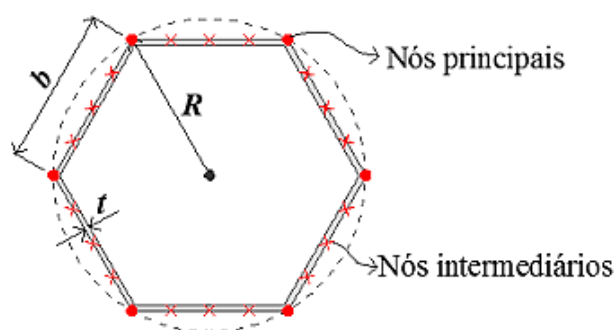


Figura 3.1. Ilustração de parâmetros geométricos para TPR com $n = 6$. (Adaptação de GONÇALVES & CAMOTIM, 2013b)

Para a obtenção dos parâmetros geométricos, utiliza-se a curva apresentada na Figura 3.2, apresentada originalmente por GONÇALVES & CAMOTIM (2013b), que correlaciona o parâmetro adimensional $\beta_2=R/t$ com n , a curva propõe uma separação de regiões com modos de flambagem puramente local (FL) e distorcional (FD).

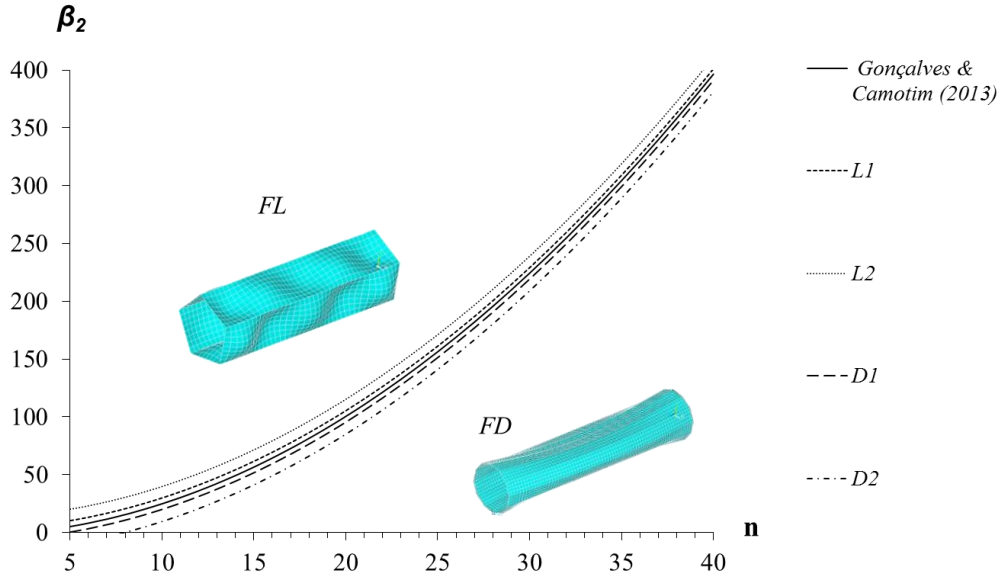


Figura 3.2. Relação de β_2 vs. n para TPR.

O resultado final da escolha das 69 geometrias encontra-se na Tabela 3.1 e envolve um processo que se divide em (i) escolha do número de lados do TPR, (ii) busca de seus correspondentes valores de β_2 sobre as curvas $L1$, $L2$, $D1$ e $D2$ (apresentadas na Figura 3.2) e (iii) obtenção das espessuras, arbitrando-se os valores de R em 30, 50 e 100 cm. A partir da análise da Tabela 3.1 pode-se concluir que (i) 40 casos tratam de colunas com modo de flambagem local, (ii) 29 casos tratam de colunas com modo de flambagem distorcional, que posteriormente serão estudados na pós-flambagem elástica, (iii) adota-se como critério $0.2 \text{ cm} \leq t \leq 2.5 \text{ cm}$, sendo assim, para as curvas $D1$ e $D2$ os polígonos com $n = 4, 5, 6, 7$ e 8 e $n = 4, 5, 6, 7, 8, 9$ e 10 , respectivamente, apresentaram valores de t fora dos limites estabelecidos e não foram estudados, (iv) para seções com (iv₁) $R = 30$ cm considera-se $n = 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15, 20, 25$ e 30 (iv₂) $R = 50$ e 100 cm considera-se $n = 15, 20, 25$ e 30 .

Tabela 3.1. Valores dos parâmetros geométricos e adimensionais dos TPR analisados na flambagem local e distorcional.

<i>n</i>	<i>b</i> (cm)	<i>L1</i>		<i>L2</i>		<i>D1</i>		<i>D2</i>		
		β_2	<i>t</i> (cm)	β_2	<i>t</i> (cm)	β_2	<i>t</i> (cm)	β_2	<i>t</i> (cm)	
<i>R</i> = 30 cm	4	42.4	12.6	2.38	22.6	1.33	-	-	-	-
	5	35.3	15.1	1.99	25.1	1.20	-	-	-	-
	6	30.0	18.1	1.66	28.1	1.07	-	-	-	-
	7	26.0	21.5	1.39	31.5	0.95	-	-	-	-
	8	23.0	25.5	1.18	35.5	0.85	10.5	2.87	-	-
	9	20.5	29.9	1.00	39.9	0.75	14.9	2.01	-	-
	10	18.5	34.8	0.86	44.8	0.67	19.8	1.52	-	-
	12	15.5	46.1	0.65	56.1	0.54	31.1	0.97	21.0	1.43
	15	12.5	66.6	0.45	76.6	0.39	51.6	0.58	41.5	0.72
	20	9.4	110.4	0.27	120.4	0.25	95.4	0.31	85.4	0.35
<i>R</i> = 50 cm	25	7.5	166.3	0.18	176.3	0.17	151.3	0.20	141.3	0.21
	30	6.3	234.3	0.13	244.3	0.12	219.3	0.14	209.2	0.15
	15	20.8	66.6	0.75	76.6	0.65	51.6	0.97	41.5	1.20
	20	15.6	110.4	0.45	120.4	0.42	95.4	0.52	85.4	0.59
<i>R</i> = 100 cm	25	12.5	166.3	0.30	176.3	0.28	151.3	0.33	141.3	0.35
	30	10.5	234.3	0.21	244.3	0.20	219.3	0.23	209.2	0.24
	15	41.6	66.6	1.50	76.6	1.31	51.6	1.94	41.5	2.41
	20	31.3	110.4	0.91	120.4	0.83	95.4	1.05	85.4	1.17
	25	25.1	166.3	0.60	176.3	0.57	151.3	0.66	141.3	0.71
	30	20.9	234.3	0.43	244.3	0.41	219.3	0.46	209.2	0.48

3.2 Análise de flambagem via GBTul

A análise de flambagem é realizada utilizando-se principalmente o código GBTul (BEBIANO *et al.* 2010ab), mas também utiliza-se o modelo de elementos finitos do programa ANSYS (SAS, 2013), com objetivo de satisfazer os seguintes requisitos:

- (i) As colunas selecionadas devem apresentar modo de flambagem “puramente” local e distorcional. Este objetivo deve ser claramente alcançado, uma vez que as curvas *L1-L2* e *D1-D2* situam-se em regiões de flambagem local e distorcional, respectivamente.
- (ii) As dimensões da seção transversal envolvem diferentes números de lados (pares e ímpares) e diferentes valores de raio. Este requisito visa permitir a análise da influência do número de lados sobre a carga crítica e modo de deformação, para um mesmo valor e para diferentes valores de *R*.
- (iii) Obtenção dos comprimentos de meia-onda associados aos modos de flambagem críticos local e distorcional.

Antes de mostrar os resultados das análises de flambagem, apresenta-se e discute-se o significado das palavras "flambagem local" e "flambagem distorcional", com o objetivo de esclarecer as escolhas adotadas neste trabalho. Primeiramente, é consensual que, no plano da seção transversal, as deformações locais estão associadas a deslocamentos das paredes e as de distorção estão associadas a deslocamentos das arestas (HANCOCK, 2003). Pode-se dizer que os TPR apresentam modo de deformação "puro" quando os modos distorcional ou local apresentam uma contribuição dominante em relação aos demais modos de deformação. De acordo com tais definições e aproveitando a linguagem modal do programa GBTul (BEBIANO *et al.* 2010ab), as Figuras 3.3 (a)-(b) e 3.4 (a)-(c) apresentam os modos de deformação distorcional e local para colunas com $n = 9$ e 12 .

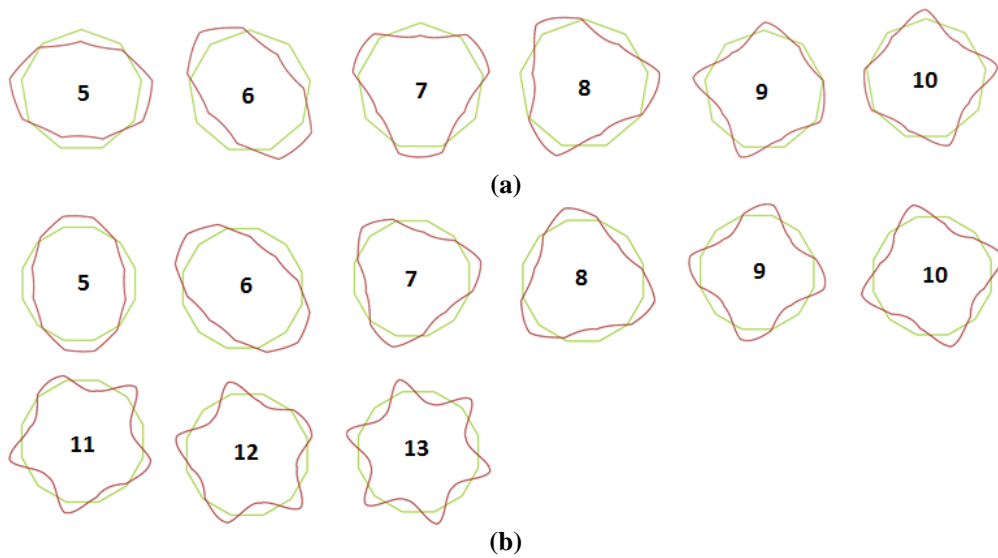


Figura 3.3. Identificação do modo de deformação distorcional via GBTul para TPR com (a) $n = 9$ e (b) $n = 12$.

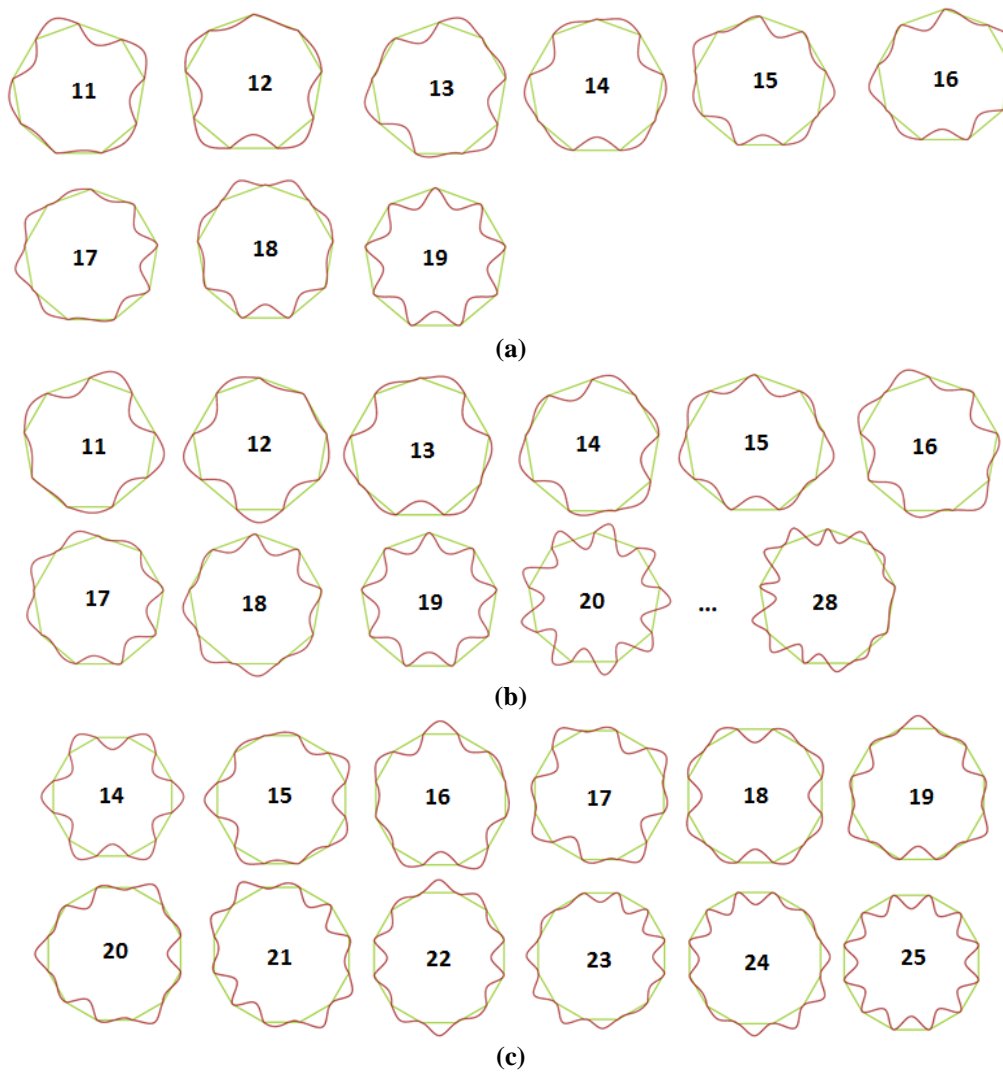


Figura 3.4. Identificação do modo de deformação local via GBTul para TPR com (a) $n = 9$ com 1 nó intermediário, (b) $n = 9$ com 2 nós intermediários e (c) $n = 12$ com 1 nó intermediário

A partir da análise comparativa dos modos de deformação da seção transversal, para os TPR com 9 e 12 lados, apresentados nas Figuras 3.3 (a) - (b), e 3.4 (a) - (c), pode-se retirar as seguintes observações:

- (i) Os TPR com $n = 9$ e 12 , apresentam respectivamente 6 e 9 modos de deformação distorcional, sendo portanto identificado que o número de modos de deformação distorcional aumenta a medida em que n aumenta, independente do número de nós intermediários.
- (ii) Semelhante ao reportado por GONÇALVES & CAMOTIM (2013b), os modos de deformação distorcional aparecem em pares (**5-6**, **7-8**, **9-10** e **11-12**) exceto o último modo quando o TPR apresenta $n = 12$ (*i.e.*, n par). Os modos **5** e **6** são considerados como modos críticos de deformação distorcional e salienta-se que o par de modos nada mais é que uma rotação no espaço, ao longo do eixo longitudinal da seção, de um mesmo modo de deformação.
- (iii) Para o TPR com $n = 12$ (*i.e.*, n par), considera-se o modo **14** como modo crítico de deformação local que apresenta comportamento (conhecido), onde paredes adjacentes deformam-se de forma simétrica em direções opostas (para dentro/para fora da seção).
- (iv) Para o TPR com $n = 9$ (*i.e.*, n ímpar), os modos de deformação local aparecem em pares, e os modos **11** e **12** são considerados críticos. O comportamento de deformação local destes tubos, estudado por WITTRICK & CURZON (1968) e AVENT & ROBINSON (1976), indica que as paredes adjacentes do TPR deformam-se em direções opostas (para dentro/para fora da seção), exceto uma que segue o mesmo comportamento da parede ao lado (devido a n ímpar). Sobre as deformadas apresentadas nas Figuras 3.4 (a)-(b), nota-se que os modos **11** e **12** apresentam a mesma deformação da seção transversal, sofrendo apenas uma rotação no espaço ao longo do eixo longitudinal da seção e que o número de modos de deformação local aumenta de 9 para 18 quando inclui-se 2 nós intermediários (*i.e.*, 1 para 2), sendo assim, o aumento do número de nós intermediários para TPR com n ímpar, gera uma rotação, dos dois modos críticos de deformação, ao longo do eixo longitudinal da seção.

Para a realização da análise de flambagem no programa GBTul considera-se $E=210$ GPa (módulo de Young), $\nu=0.3$ (coeficiente de Poisson) e condição de apoio de extremidade simplesmente apoiada (deslocamentos e rotações globais/locais e empenamento livres), os resultados das análises estão apresentados nas Tabela 3.2 e 3.3, que fornecem (i) os valores de raio e número de lados correspondente para cada raio, (ii) o comprimento crítico associado a flambagem local (L_L) e distorcional (L_D), (iii) carga crítica correspondente a flambagem local ($P_{cr.Li.n}$) e distorcional ($P_{cr.Di.n}$) e (iv) a participação modal para cada modo de deformação ($P.M.$).



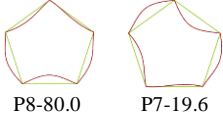
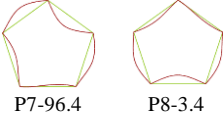


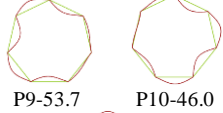
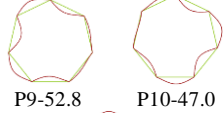


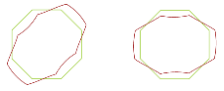


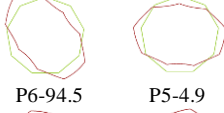







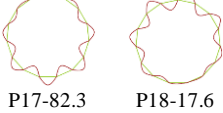
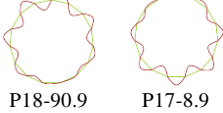
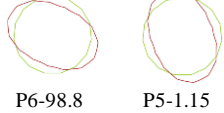
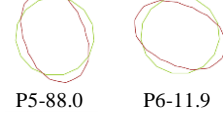




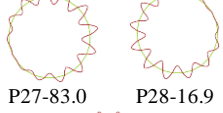
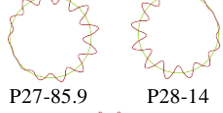

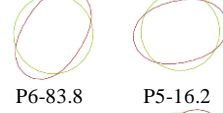




Tabela 3.2. Comprimento, carga crítica de flambagem (local e distorcional), Valores dos parâmetros geométricos e adimensionais dos TPR analisados na flambagem local e distorcional.

<i>n</i>	<i>L1</i>			<i>L2</i>			<i>D1</i>			<i>D2</i>			
	<i>P.M.</i> (%)	<i>L_L</i> (cm)	<i>P_{cr.L1.n}</i> (kN)	<i>P.M.</i> (%)	<i>L_L</i> (cm)	<i>P_{cr.L2.n}</i> (kN)	<i>P.M.</i> (%)	<i>L_D</i> (cm)	<i>P_{cr.D1.n}</i> (kN)	<i>P.M.</i> (%)	<i>L_D</i> (cm)	<i>P_{cr.D2.n}</i> (kN)	
<i>R</i> = 30 cm	4	P6-100	40	96934	P6-100	40	16916	-	-	-	-	-	-
	5	P8-80.0 P7-19.6	70	90514	P7-96.4 P8-3.4	70	19880	-	-	-	-	-	-
	6	P8-100	30	69496	P8-100	30	18612	-	-	-	-	-	-
	7	P9-53.7 P10-46.0	50	56790	P9-52.8 P10-47.0	50	18150	-	-	-	-	-	-
	8	P10-100	70	43422	P10-100	70	16230	P6-93.0 P5-6.15	160	444075	-	-	-
	9	P12-79.1 P11-20.7	60	34021	P12-73.7 P11-26.2	60	14364	P6-94.5 P5-4.9	180	209134	-	-	-
	10	P12-100	60	26279	P12-100	90	12359	P5-93.7 P6-6.0	220	117605	-	-	-
	12	P14-100	60	16168	P14-100	60	9270	P6-50.2 P5-49.6	250	47082	P5-50.7 P6-49.1	220	103123
	15	P17-82.3 P18-17.6	50	8396.5	P18-90.9 P17-8.9	50	5467.4	P6-98.8 P5-1.15	350	16450.6	P5-88.0 P6-11.9	300	25583.9
	20	P22-100	50	3206.7	P22-100	50	2545.6	P6-91.2 P5-8.8	500	4665.3	P5-70.7 P6-29.2	450	5941.4
25	P27-83.0 P28-16.9	60	1485.8	P27-85.9 P28-14	60	1251.8	P6-87.9 P5-12.1	600	1929.8	P6-83.8 P5-16.2	600	2131.1	
30	P32-100	50	797.7	P32-100	50	627.4	P5-84.4 P6-15.6	750	945.6	P6-66.8 P5-33.2	700	1083.6	
<i>R</i> = 50 cm	15	P18-75.4 P17-24.6	40	23405.6	P18-96.8 P17-3.2	40	15236.2	P6-98.1 P5-1.9	600	46126.2	P6-69.5 P5-30.5	500	71080.3
	20	P22-100	60	8918.7	P22-100	60	7251.2	P6-94.6 P5-5.4	800	13098.8	P6-67.9 P5-32.1	750	16886.4
	25	P28-66.1 P27-33.9	50	4129.4	P27-66.9 P28-33.1	50	3357.4	P6-91.8 P5-8.2	1000	5253.7	P6-99.3 P5-0.7	1000	5919.6
	30	P32-100	60	2021.5	P32-100	60	1746.3	P6-96.5 P5-3.5	1200	2547.7	P6-82.4 P5-17.6	1200	2773.6
<i>R</i> = 100 cm	15	P18-86.9 P17-12.9	40	93188	P18-93.1 P17-6.9	40	62087	P6-99.8 P5-0.2	1200	184406	P6-98.8 P5-1.1	1050	285437
	20	P22-100	60	36642	P22-100	60	27803	P6-99.9 P5-0.1	1600	53403	P6-99.9 P5-0.1	1500	66391
	25	P27-95.3 P28-4.6	50	16382	P27-82.6 P28-17.4	50	14099	P6-73.8 P5-26.2	2000	21017	P6-100	1900	24359
	30	P32-100	60	8716	P32-100	60	7555	P5-53.2 P6-46.8	2400	10187	P6-100	2400	11097

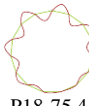
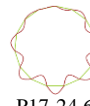

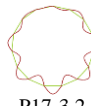




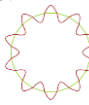
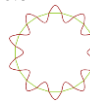




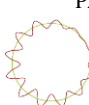







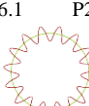
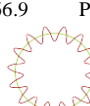
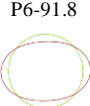

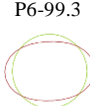

Nota: as cargas críticas de flambagem foram obtidas para $\nu=0.3$ (coeficiente de Poisson) e $E=210$ GPa (módulo de elasticidade).

Tabela 3.3. Modos de deformação dos TPR analisados na flambagem local e distorcional para (a) R= 30 cm, (b) R= 50 cm e (c) R=100 cm.

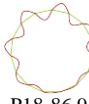







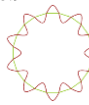
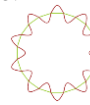





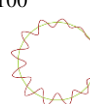

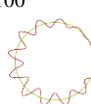



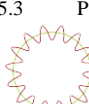
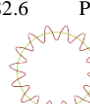


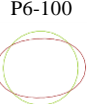
(a)

<i>n</i>	<i>L1</i>	<i>L2</i>	<i>D1</i>	<i>D2</i>
	<i>P.M.</i> (%)	<i>P.M.</i> (%)	<i>P.M.</i> (%)	<i>P.M.</i> (%)
<i>R</i> = 30 cm	4  P6-100	4  P6-100	-	-
	5  P8-80.0 P7-19.6	5  P7-96.4 P8-3.4	-	-
	6  P8-100	6  P8-100	-	-
	7  P9-53.7 P10-46.0	7  P9-52.8 P10-47.0	-	-
	8  P10-100	8  P10-100	 P6-93.0 P5-6.15	-
	9  P12-79.1 P11-20.7	9  P12-73.7 P11-26.2	 P6-94.5 P5-4.9	-
	10  P12-100	10  P12-100	 P5-93.7 P6-6.0	-
	12  P14-100	12  P14-100	 P6-50.2 P5-49.6	 P5-50.7 P6-49.1
	15  P17-82.3 P18-17.6	15  P18-90.9 P17-8.9	 P6-98.8 P5-1.15	 P5-88.0 P6-11.9
	20  P22-100	20  P22-100	 P6-91.2 P5-8.8	 P5-70.7 P6-29.2
	25  P27-83.0 P28-16.9	25  P27-85.9 P28-14	 P6-87.9 P5-12.1	 P6-83.8 P5-16.2
	30  P32-100	30  P32-100	 P5-84.4 P6-15.6	 P6-66.8 P5-33.2

(b)

<i>n</i>	<i>L1</i>		<i>L2</i>		<i>D1</i>		<i>D2</i>		
	<i>P.M.</i> (%)		<i>P.M.</i> (%)		<i>P.M.</i> (%)		<i>P.M.</i> (%)		
<i>R</i> = 50 cm	15	 P18-75.4	 P17-24.6	 P18-96.8	 P17-3.2	 P6-98.1	 P5-1.9	 P6-69.5	 P5-30.5
	20	 P22-100		 P22-100		 P6-94.6	 P5-5.4	 P6-67.9	 P5-32.1
	25	 P28-66.1	 P27-33.9	 P27-66.9	 P28-33.1	 P6-91.8	 P5-8.2	 P6-99.3	 P5-0.7
	30	 P32-100		 P32-100		 P6-96.5	 P5-3.5	 P6-82.4	 P5-17.6

(c)

<i>n</i>	<i>L1</i>		<i>L2</i>		<i>D1</i>		<i>D2</i>		
	<i>P.M.</i> (%)		<i>P.M.</i> (%)		<i>P.M.</i> (%)		<i>P.M.</i> (%)		
<i>R</i> = 100 cm	15	 P18-86.9	 P17-12.9	 P18-93.1	 P17-6.9	 P6-99.8	 P5-0.2	 P6-98.8	 P5-1.1
	20	 P22-100		 P22-100		 P6-99.9	 P5-0.1	 P6-99.9	 P5-0.1
	25	 P27-95.3	 P28-4.6	 P27-82.6	 P28-17.4	 P6-73.8	 P5-26.2	 P6-100	
	30	 P32-100		 P32-100		 P5-53.2	 P6-46.8	 P6-100	

Sobre os resultados apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.3 as seguintes observações podem ser apontadas:

- (i) Como pretendido, todas as colunas selecionadas apresentam flambagem nos modos de deformação críticos locais e distorcionais.
- (ii) Para um mesmo raio (ii₁) os valores de carga crítica estão sistematicamente ordenados em $P_{cr.L2.n} < P_{cr.L1.n} < P_{cr.D1.n} < P_{cr.D2.n}$, claramente o valor de β_2 é inversamente proporcional à carga crítica, assim como mostra a Figura 3.5 e (ii₂) o valor da carga crítica cai à medida em que aumenta-se o número de lados.

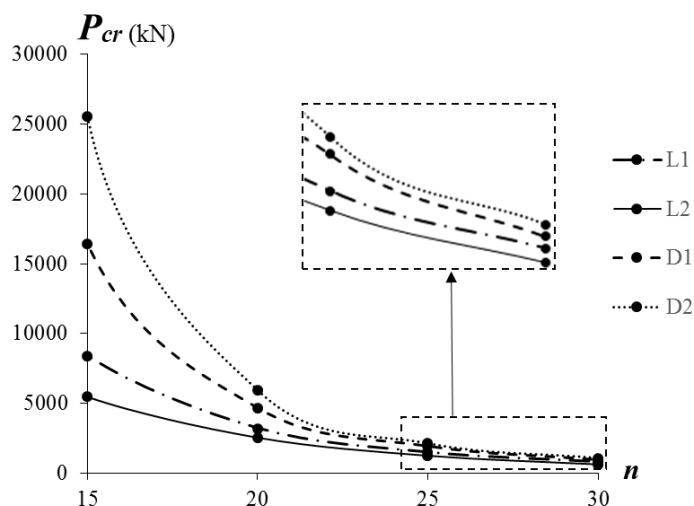


Figura 3.5. Carga crítica de TPR vs. número de lados.

- (iii) Como esperado, no que diz respeito à flambagem local, os TPR com n par (*i.e.*; $n = 4, 6, 8, 10, 12, 20$ e 30) apresentam modo crítico de deformação local único: **6-8-10-12-14-22-32** (*i.e.*; com percentual de 100% na participação modal) e os com $n=5, 7, 9, 15$ e 25 (n ímpar) apresentam contribuição dos dois modos referentes ao par de deformação crítica local.
- (iv) Com relação à flambagem distorcional, todos os TPR apresentam contribuição dos dois modos (**5** e **6**) referentes ao par de deformação crítica distorcional.
- (v) Analisando os TPR com $n = 15, 20, 25$ e 30 para os raios de 30, 50 e 100 cm, nota-se que o comprimento crítico associado à flambagem distorcional (L_D) aumenta proporcionalmente ao raio, sendo 5% a maior diferença percentual entre o valor real e o valor proporcional de L_D .
- (vi) O comprimento crítico associado a flambagem local (L_L) varia de 30 cm a 70 cm e o distorcional (L_D) varia de 160 cm a 2400 cm.

As Figuras 3.6 (a)-(b) ilustram um produto final obtido após a realização da análise de flambagem: a curvas P_{cr} vs L (L em escala logarítmica) para 8 colunas, onde 4 apresentam modo crítico de flambagem local e 4 apresentam modo crítico de flambagem distorcional. O valor dos comprimentos críticos de flambagem L_L e L_D estão indicados em cada figura, que também inclui o modo de deformação crítico correspondente: local ou distorcional.

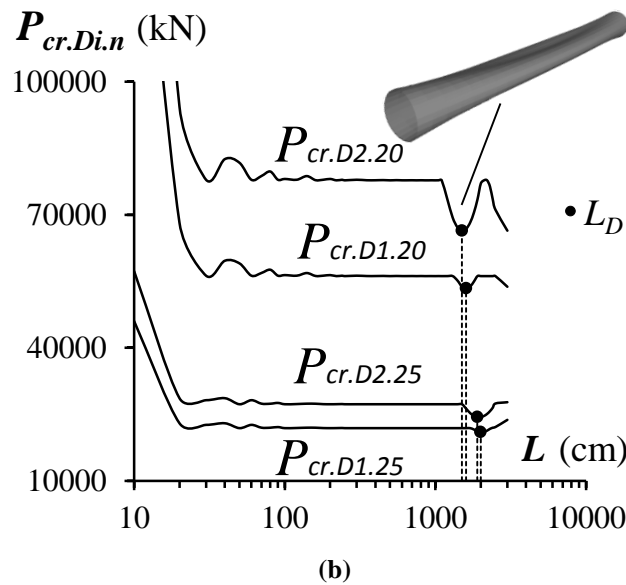
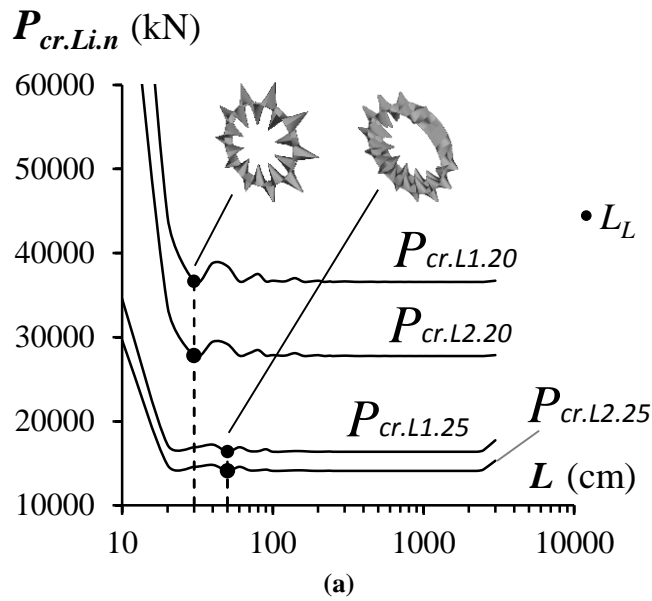


Figura 3.6. Curvas de P_{cr} vs L com indicação do comprimento crítico de flambagem e correspondente modo de deformação para TPR de $R=100$ cm com (a) $n=20$ e 25 para as curvas L_1 e L_2 e (b) $n=20$ e 25 para as curvas D_1 e D_2 .

As curvas apresentadas nas Figuras 3.6 (a)-(b) evidenciam mais uma vez a diminuição da carga crítica com o aumento do número de lados, seja para o modo local ou distorcional. As curvas P_{cr} vs L permitem a visualização da proximidade dos valores de comprimento de flambagem (L_L ou L_D) e carga crítica para os tubos com mesmo número de lados e diferentes valores de espessura.

4 Análise de Pós-Flambagem, Resistência Última e Dimensionamento

Este capítulo aborda inicialmente o modelo numérico adotado para análise não-linear e, a seguir, os resultados das análises de pós-flambagem elástica e elasto-plástica, apresentando discussões e comparando os resultados de carga última obtidos com a previsão do MRD e do EC3-1-6.

4.1 Análise não-linear via Método dos Elementos Finitos (MEF)

As cargas críticas para flambagem distorcional e a trajetória de equilíbrio de pós-flambagem elástica distorcional das colunas selecionadas, foram obtidas segundo modelo de análise não-linear físico e geométrico de elementos finitos, com emprego de elementos de casca, no código ANSYS (SAS, 2013). As colunas foram discretizadas em elementos SHELL 181, conforme nomenclatura do ANSYS: elementos de casca de parede fina com inclusão de deformação de cisalhamento transversal, integração completa, com quatro nós e seis graus de liberdade por nó. As análises foram realizadas por meio de uma técnica de solução incremental-iterativa que combina o método de Newton-Raphson com uma estratégia de controle de comprimento de arco. Estudos de convergência, realizados no presente trabalho, concluem que para análise não-linear de pós-flambagem deve-se adotar limites para o comprimento de arco com fatores entre 10 e 1/1000 (máximo e mínimo). Todas as colunas exibem (i) modo crítico de flambagem distorcional e imperfeições iniciais com pequenas amplitudes (10% da espessura) e (ii) modelo do material, perfeitamente elástico e elástico-plástico, caracterizado por $E = 210$ GPa, $\nu = 0,3$ e vários valores de f_y (ver Tabela 4.1). As tensões de escoamento consideradas neste trabalho são irrealisticamente altas, para que seja possível analisar as colunas com os valores de esbeltez maiores que 1. Nesta análise não se leva em consideração os efeitos das tensões residuais.

A incorporação das imperfeições geométricas iniciais do modo crítico de flambagem nas colunas está ilustrada nas Figuras 4.1 (a)-(c) e foi realizada automaticamente por meio do seguinte procedimento: (i) determinação da forma do modo

crítico de flambagem, através de uma análise linear de flambagem via Método de Elementos Finitos (SAS, 2013), adotando exatamente a mesma discretização/malha empregada para realizar a subsequente análise de pós-flambagem, que foi em seguida, (ii) redimensionada para expor a amplitude máxima transversal ao longo das arestas longitudinais do TPR igual a $0.1t$ (10% da espessura), com este processo o resultado da análise de flambagem é “transformado” em dado de entrada da análise de pós-flambagem.

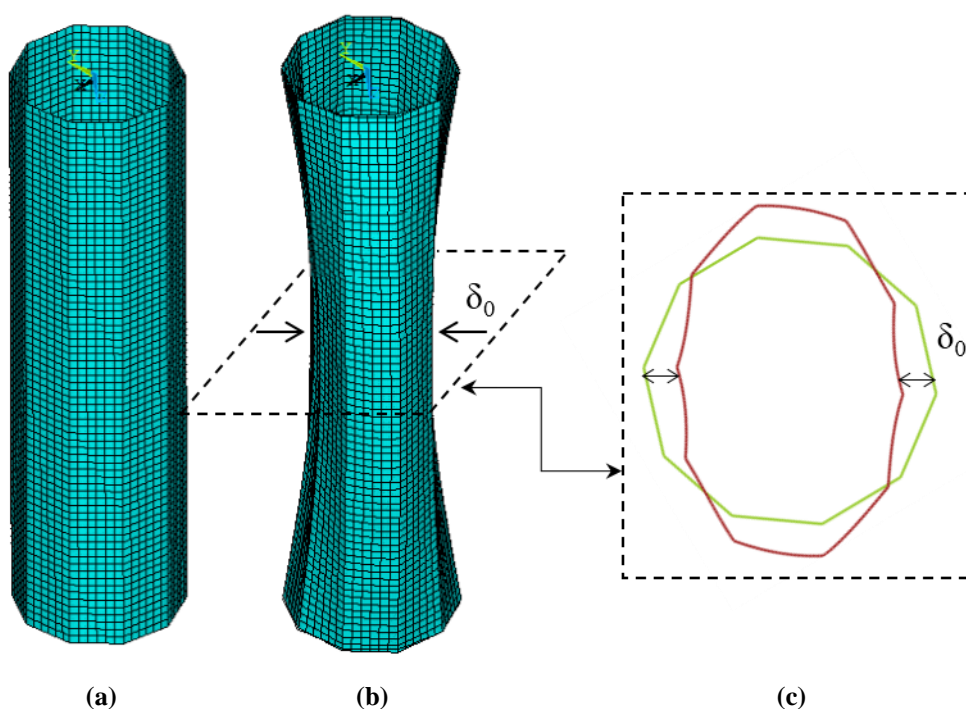


Figura 4.1. Modelo de incorporação de imperfeição inicial para TPR com modo de flambagem crítico distorcional (a) tubo sem imperfeições, (b) tubo com imperfeição inicial e (c) corte da seção transversal com imperfeição inicial.

Assim como na flambagem, no que diz respeito à modelagem das condições de apoio final, vale a pena notar que, a seção transversal final da coluna apresenta condição de simplesmente apoiada (deslocamentos e rotações globais/locais e empenamento livres), como indicado na Figura 4.2 (c), adota-se também um nó intermediário com deslocamento em Z restringido, a fim de não gerar instabilidade (movimento de corpo rígido) (Figura 4.2 (b)). O plano XY e o eixo Z estão relacionados com a seção transversal e o comprimento da coluna, respectivamente.

Para ativar a aplicação da carga, a translação axial do corpo rígido é livre nas duas seções finais. Aplica-se a carga nas extremidades por meio de um conjunto de cargas compressivas concentradas (na direção do eixo global Z), as mesmas atuam sobre os nós das seções transversais. (Figura 4.2 (c)). As cargas acima são sempre acrescidas em pequenos incrementos, por meio de um processo automático de incrementos de carga do

ANSYS (SAS, 2013). A escolha da dimensão da malha (Figura 4.2 (a)) se deu por meio de um processo de tentativa e erro.

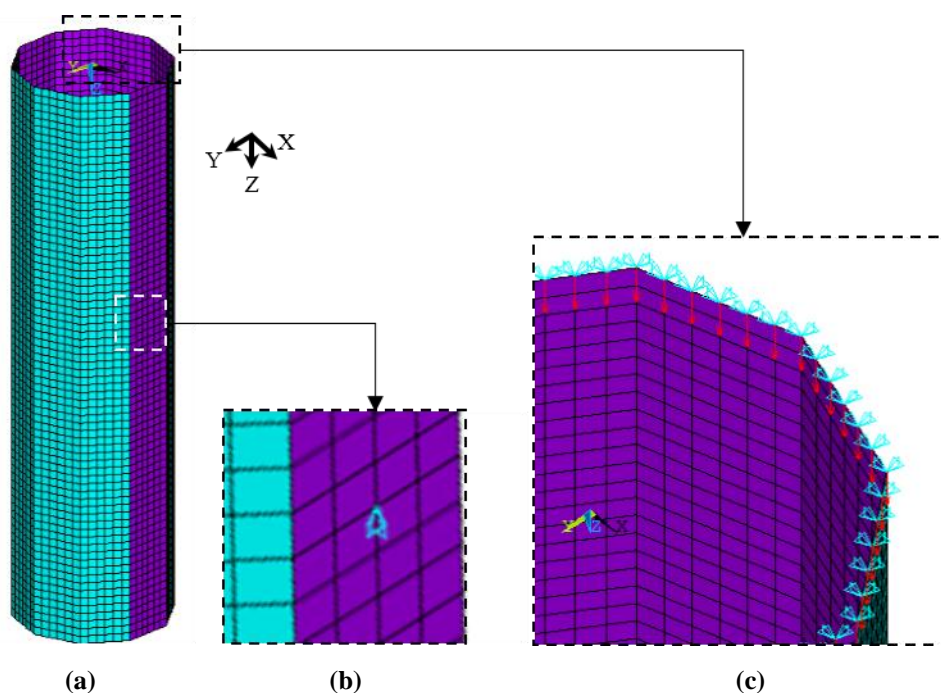


Figura 4.2. TPR modelado no ANSYS: (a) malha utilizada, (b) detalhe do nó central e (c) detalhe da condição de apoio das extremidades e aplicação de cargas.

4.2 Análise de pós-flambagem elástica

Analisa-se na pós-flambagem os casos que apresentam modo de flambagem crítico distorcional. O objetivo é avaliar o comportamento dos TPR e como este comportamento é influenciado pela variação de alguns parâmetros, sendo eles; número de lados (n), raio (R) e espessura (t).

Sobre o comportamento de pós-flambagem distorcional, espera-se que as imperfeições iniciais aplicadas levem todas as colunas analisadas as menores cargas de pós-flambagem. As trajetórias de equilíbrio apresentam os valores normalizados da carga aplicada ($P/P_{cr.Di.n}$) vs. os deslocamentos normalizados $|\delta|/t$, onde $|\delta|$ é o deslocamento transversal máximo absoluto que ocorre ao longo das arestas longitudinais e t representa a espessura da parede.

A Figura 4.3 ilustra as trajetórias de equilíbrio elástico para TPR com $n = 8$ e aponta a evolução de suas configurações deformadas $|\delta|$ em alguns pontos da trajetória. Vale a pena notar que as configurações deformadas apresentam-se amplificadas 7 vezes.

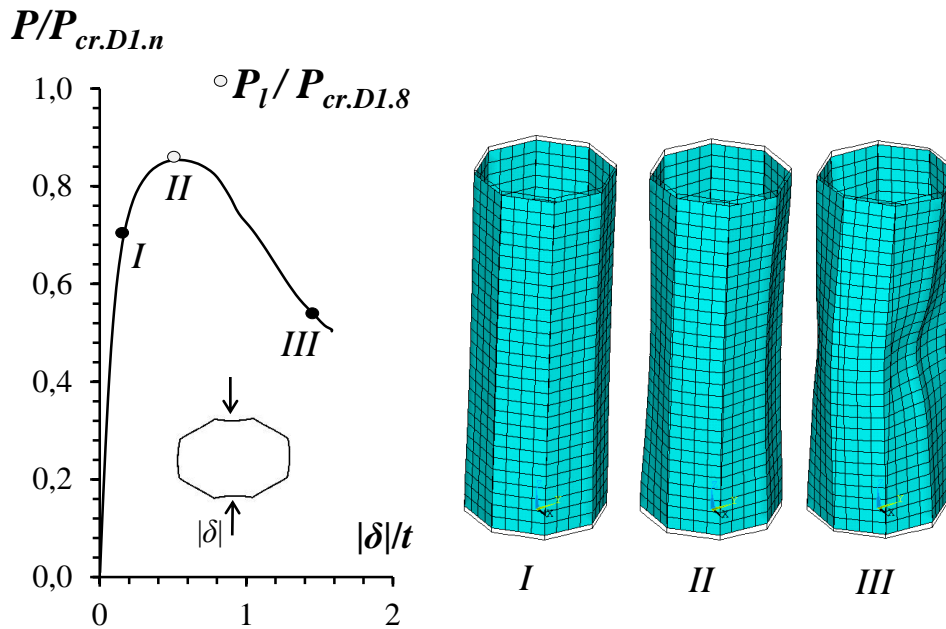


Figura 4.3. Modelo de trajetória de equilíbrio elástico $P/P_{cr.DI.n}$ vs. $|\delta|/t$ e configuração das deformadas para TPR com $n = 8$.

A análise da trajetória e deformadas apresentadas na Figura 4.3, conduzem às seguintes conclusões:

- (i) A presença da imperfeição geométrica fez com que a trajetória fundamental da estrutura deixasse de ser constituída pela configuração de equilíbrio, sendo seu comportamento caracterizado pela ocorrência de um ponto limite de carga (P_I).
- (ii) As configurações do tubo apresentadas pelos pontos I, II e III representam as deformadas antes, durante e após a carga limite (P_I), respectivamente.
- (iii) A partir do ponto II o TPR tende a deformar-se cada vez mais, porém há uma perda progressiva da rigidez.

A fim de ilustrar as trajetórias de equilíbrio obtidas na pós-flambagem elástica e abordar a avaliação qualitativa e quantitativa de como o comportamento dos TPR na pós-flambagem elástica por distorção é influenciado pelo número de lados, divide-se as trajetórias de equilíbrio das 29 colunas estudadas em dois grupos apresentados nas Figuras 4.4 (a)-(c) e 4.5 (a)-(c).

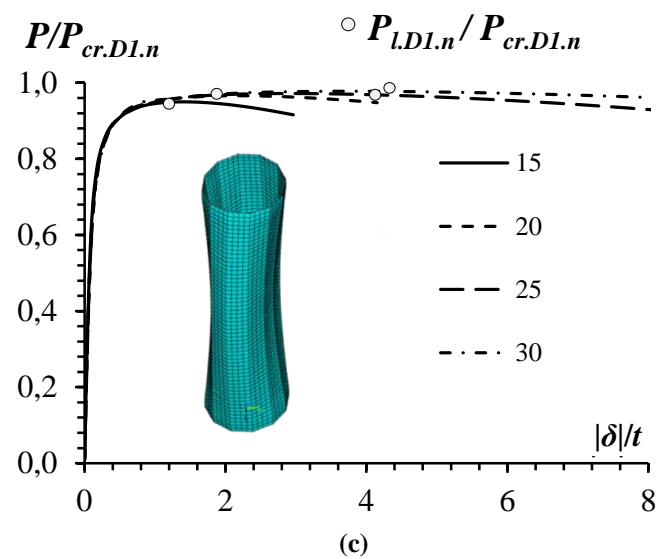
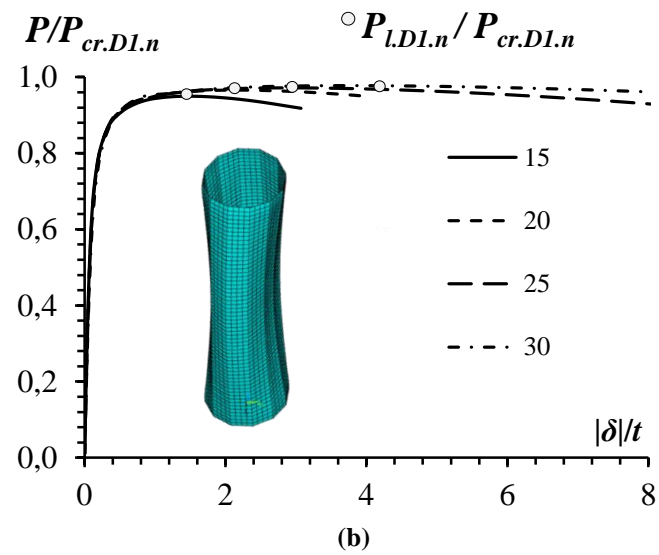
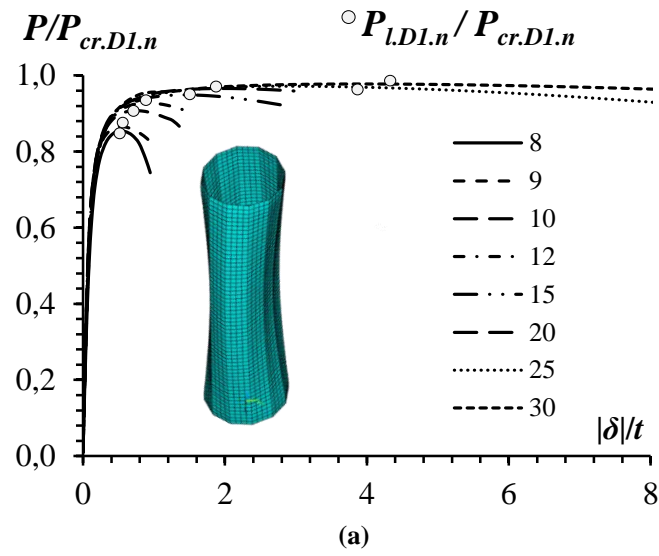


Figura 4.4. Trajetória de equilíbrio elástico $P/P_{cr.D1.n}$ vs. $|\delta|/t$ para TPR com (a) $R = 30$ cm, (b) $R = 50$ cm e (c) $R = 100$ cm.

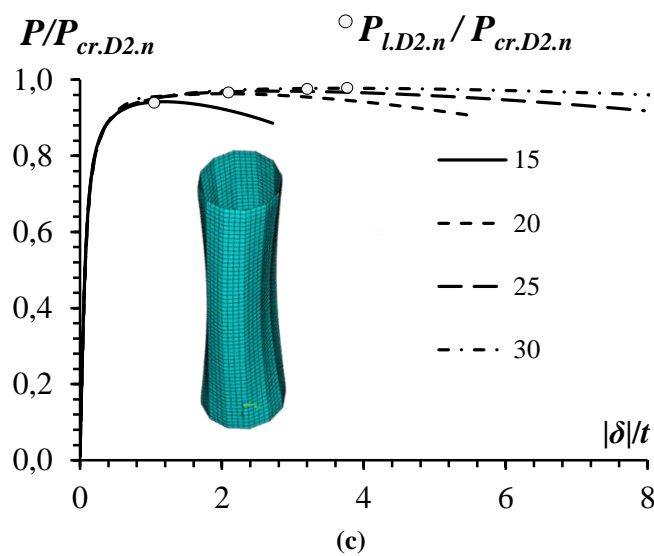
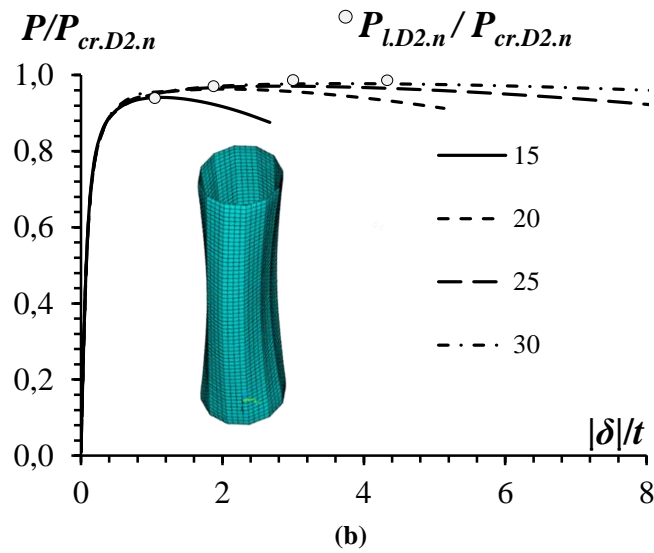
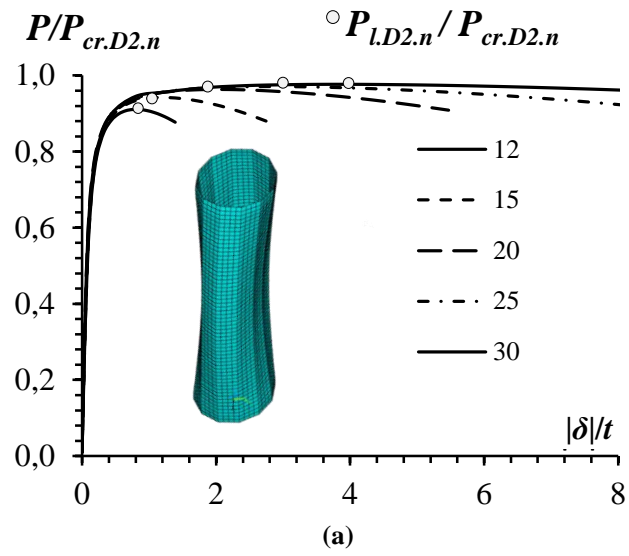


Figura 4.5. Trajetórias de equilíbrio elástico $P/P_{cr.D2.n}$ vs. $|\delta|/t$ para TPR com (a) $R = 30$ cm, (b) $R = 50$ cm e (c) $R = 100$ cm.

A partir da observação deste conjunto de trajetórias de equilíbrio pode-se retirar seguintes observações:

- (i) Primeiramente, analisando as 29 colunas tratadas, pode-se observar uma tendência comportamental exibida pelas curvas $P/P_{cr.Di.n}$ vs. $|\delta|/t$, claramente nenhuma das curvas apresenta resistência de pós flambagem elástica distorcional.
- (ii) A comparação entre os conjuntos de gráficos das Figuras 4.4 e 4.5 mostra que não há nenhuma evidência clara a respeito da correlação de $\beta_2 (R/t)$, com a intensidade da resistência pós-crítica. Os TPR com mesmo número de lados e mesmo raio, apresentam suas trajetórias de equilíbrio elástica quase perfeitamente coincidentes, mesmo apresentando diferentes razões raio-espessura. Na verdade, para os casos em estudo a resistência pós-crítica elástica aumenta com n .
- (iii) Para as colunas com $n = 8, 9, 10, 12$ e 15 , a existência de uma convexidade nas curvas $P/P_{cr.Di.n}$ vs. $|\delta|/t$ antes mesmo de atingir a carga crítica, está associada com a degradação progressiva da rigidez que conduz aos pontos limites de elasticidade, sendo assim as colunas não apresentam "ductilidade" antes da falha.
- (iv) Os valores de carga limite normalizados $P_{L.Di.n}/P_{cr.Di.n}$ associados a $(|\delta|/t)$ aumentam com n , independentemente das dimensões do raio ou da espessura.
- (v) Apesar de seu alcance limitado (apenas 29 TPR analisados), este estudo faz com que seja possível antecipar que o aumento do número de lados da seção transversal afeta de forma considerável as características das curvas $P/P_{cr.Di.n}$ vs. $|\delta|/t$, a trajetória para $n = 20, 25$ e 30 , ou seja, para TPR com maiores números de lados, tende a criar um "patamar" com o valor de maior resistência pós-crítica.

As Figuras 4.6 (a)-(d) e 4.7 (a)-(d) permitem uma comparação das trajetórias de equilíbrio de TPR com mesmo n para diferentes valores de R com o objetivo de avaliar a influência do comprimento, do raio e da espessura na trajetória de equilíbrio. As Figuras 4.8 (a)-(b) permitem a visualização da proporção entre os TPR com $n = 15$ e 20 lados, para $R = 30, 50$ e 100 cm.

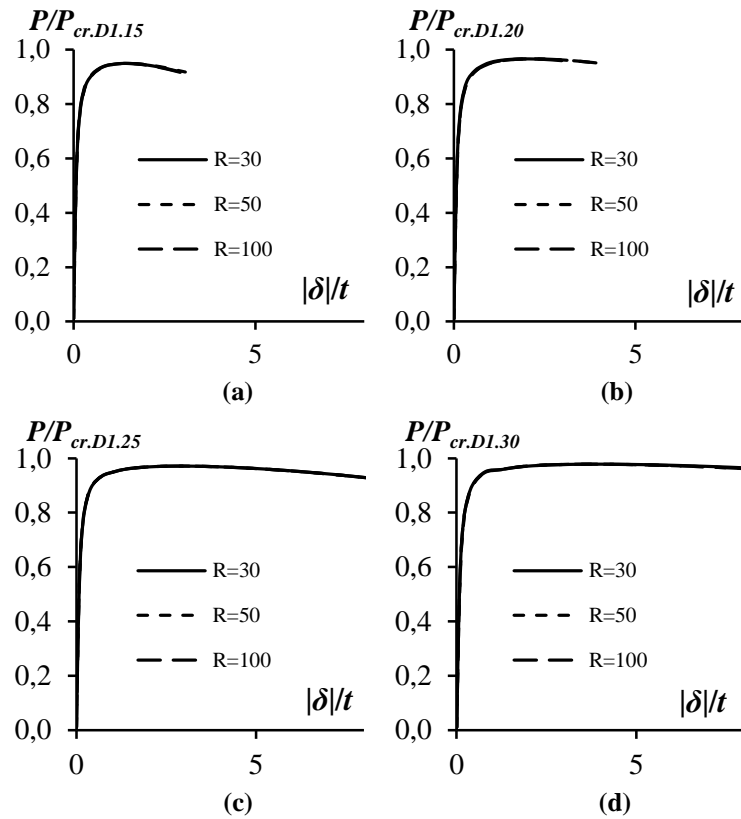


Figura 4.6. Trajetórias de equilíbrio elástico $P/P_{cr.D1.n}$ vs. $|\delta|/t$ para TPR com (a) $n = 15$, (b) $n = 20$, (c) $n = 25$ e (d) $n = 30$.

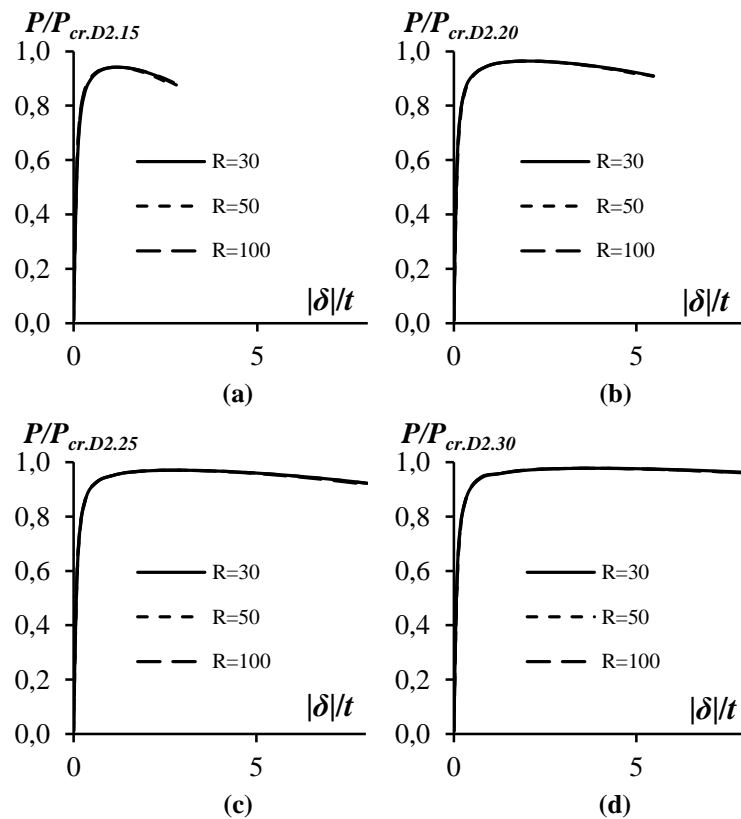


Figura 4.7. Trajetórias de equilíbrio elástico $P/P_{cr.D2.n}$ vs. $|\delta|/t$ para TPR com (a) $n = 15$, (b) $n = 20$, (c) $n = 25$ e (d) $n = 30$.

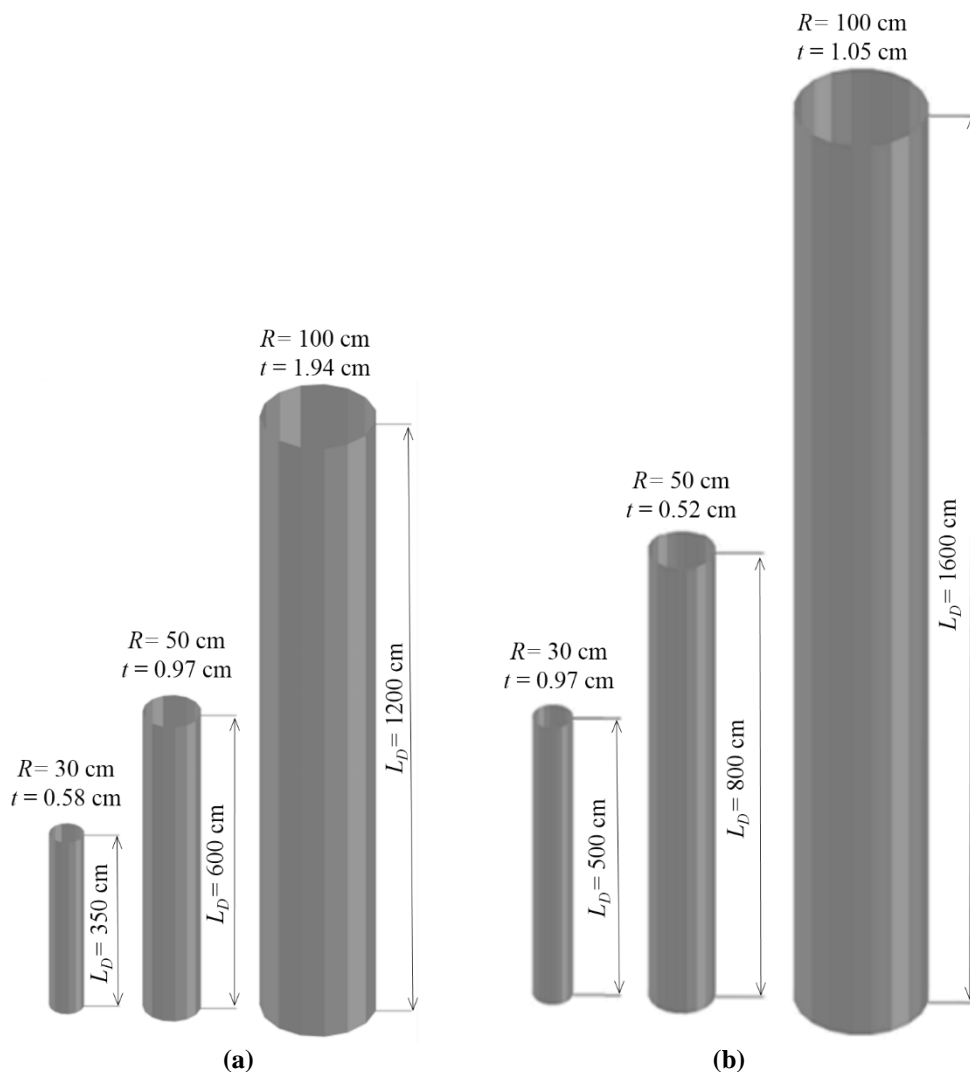


Figura 4.8. Dimensão dos TPR situados na coluna *DI* da Tabela 3.1 com (a) $n = 15$ e (b) $n = 20$.

Observando a Figura 4.8 e as curvas das Figuras 4.6 e 4.7, pode-se notar que:

- (i) Os TPR com mesmo número de lados e diferentes valores de raio e espessura apresentam suas trajetórias de equilíbrio elástica perfeitamente coincidentes, apesar de apresentarem diferentes razões entre comprimento e raio.
- (ii) A relação entre raio e espessura (β_2) não varia para um mesmo valor de n (i.e. $\beta_2 = 51.6$ e 95.4 para $n = 15$ e 20 , respectivamente, independente do valor do raio). Levando-se em consideração essa informação, pode-se dizer que tubos com mesmo n e mesmo β_2 apresentam trajetórias de equilíbrio de pós-flambagem elástica iguais.

4.3 Análise de pós-flambagem elasto-plástica e resistência última.

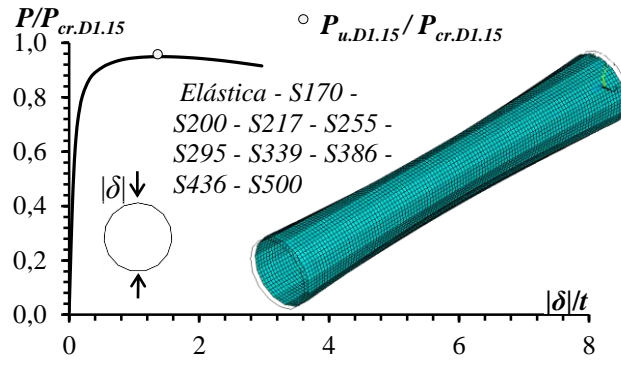
O objetivo desta seção é apresentar e discutir os resultados de resistência última obtidos a partir do estudo paramétrico realizado com o programa ANSYS (modelo de elementos finitos).

A fim de acrescentar conhecimento sobre o comportamento elasto-plástico dos TPR tratados neste trabalho, esta seção inclui um pequeno estudo paramétrico envolvendo 34 colunas com falha distorcional, que exibem (i) $n = 15, 20, 25$ e 30 , (ii) $R = 100\text{cm}$ para todas as colunas e (iii) valores de esbeltez distorcional variando entre 1 e 2. A Tabela 4.1, apresenta (i) tensões de escoamento dos aços considerados (f_y), (ii) cargas de escoamento (P_y), (iii) valores de λ_D , (iv) as cargas de falha P_u e seus valores limites de $|\delta|/t$ associados, denotados por $(|\delta|/t)_{\text{lim}}$, e (v) valores de $P_u/P_{cr,D}$ e P_u/P_y . Posteriormente, estes resultados serão utilizados para comparação com os dimensionamentos propostos: (i) Método da Resistência Direta e (ii) Eurocode 3 parte 1-6. Vale ressaltar que a escolha dos valores para f_y não se baseia em aços estruturais (disponíveis no mercado de construção civil), e sim em valores que permitam a avaliação de TPR com λ_D entre 1 e 2 com falha distorcional.

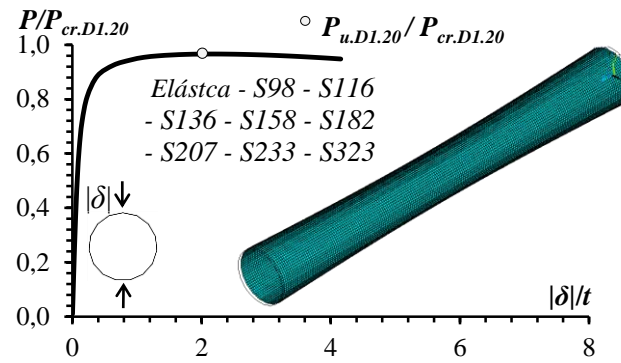
As Figuras 4.9 (a) - (d) ilustram as trajetórias de equilíbrio não-lineares (física e geométrica) $P/P_{cr,D}$ vs. $|\delta|/t$ utilizadas para obtenção das cargas últimas P_u (identificadas pelos círculos cinza), as trajetórias para os TPR com (i) $n = 15$, apresentam $f_y = 170 - 200 - 217 - 255 - 295 - 339 - 386 - 436 - 500 \text{ kN/cm}^2$ (na figura *S170* é a trajetória de equilíbrio para a tensão de escoamento igual a 170kN/cm^2 e assim por diante) (ii) $n = 20$, apresentam $f_y = 98 - 116 - 136 - 158 - 182 - 207 - 233 - 323\text{kN/cm}^2$, (iii) $n = 25$, apresentam $f_y = 70 - 80 - 90 - 100 - 120 - 130 - 150 - 170 - 200\text{kN/cm}^2$ e (iv) $n = 30$, apresentam $f_y = 40 - 50 - 60 - 70 - 80 - 90 - 100 - 150\text{kN/cm}^2$. As trajetórias de equilíbrio elástico, ilustradas na Figura 4.4 (c), são apresentadas mais uma vez para efeito de comparação. Além disso, mostra-se também as configurações das colunas deformadas, nos pontos de falha, a natureza distorcional no colapso da coluna é claramente demonstrada.

Tabela 4.1. Cargas últimas distorcionais obtidas por análise numérica para TPR de $R = 100\text{cm}$ e $n = 15, 20, 25$ e 30 .

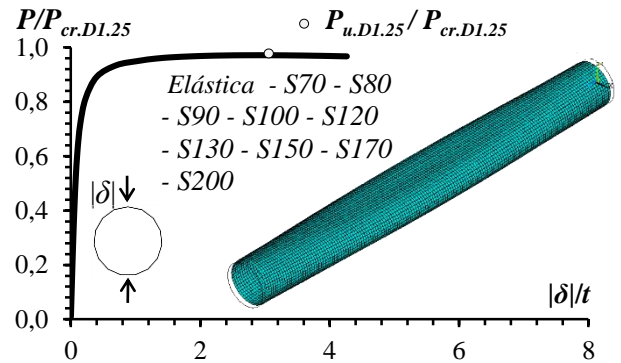
n	f_y (kN/cm ²)	P_y (kN)	λ_D	$(\delta /t)_{\text{lim}}$	P_u (kN)	$P_u/P_{cr,D}$	P_u/P_y
15	170	205795	1.06	1.48	173347	0.95	0.84
	200	242112	1.15	1.48	173347	0.95	0.72
	217	262757	1.20	1.48	173347	0.95	0.66
	255	308374	1.30	1.48	173347	0.95	0.56
	295	357641	1.40	1.48	173347	0.95	0.48
	339	410558	1.50	1.48	173347	0.95	0.42
	386	467123	1.60	1.48	173347	0.95	0.37
	436	527338	1.70	1.48	173347	0.95	0.33
	500	605280	1.82	1.48	173347	0.95	0.29
20	98	64188	1.10	2.39	50926	0.96	0.79
	116	76389	1.20	2.39	50926	0.96	0.67
	136	89651	1.30	2.39	50926	0.96	0.57
	158	103974	1.40	2.39	50926	0.96	0.49
	182	119358	1.50	2.39	50926	0.96	0.43
	207	135803	1.60	2.39	50926	0.96	0.38
	233	153309	1.70	2.39	50926	0.96	0.33
	261	171876	1.80	2.39	50926	0.96	0.30
	323	212192	2.00	2.39	50926	0.96	0.24
25	70	28991	1.17	2.98	20428	0.97	0.70
	80	33132	1.25	2.98	20428	0.97	0.62
	90	37274	1.33	2.98	20428	0.97	0.55
	100	41415	1.40	2.98	20428	0.97	0.49
	120	49698	1.54	2.98	20428	0.97	0.41
	130	53840	1.60	2.98	20428	0.97	0.38
	150	62123	1.72	2.98	20428	0.97	0.33
	170	70406	1.83	2.98	20428	0.97	0.29
	200	82830	1.98	2.98	20428	0.97	0.25
30	40	11537	1.06	3.98	9978	0.98	0.86
	50	14421	1.19	3.98	9978	0.98	0.69
	60	17305	1.30	3.98	9978	0.98	0.58
	70	20189	1.41	3.98	9978	0.98	0.49
	80	23074	1.50	3.98	9978	0.98	0.43
	90	25958	1.60	3.98	9978	0.98	0.38
	100	28842	1.68	3.98	9978	0.98	0.35
	150	43263	2.06	3.98	9978	0.98	0.23



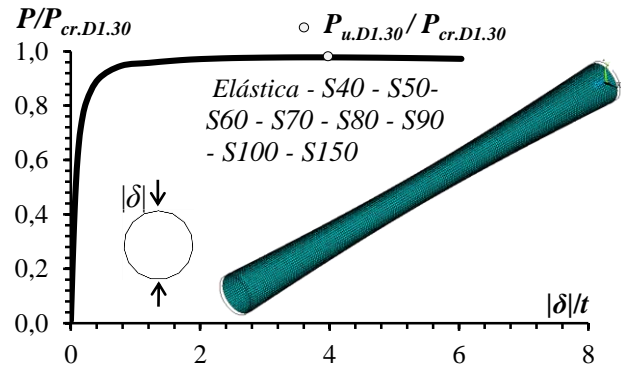
(a)



(b)



(c)



(d)

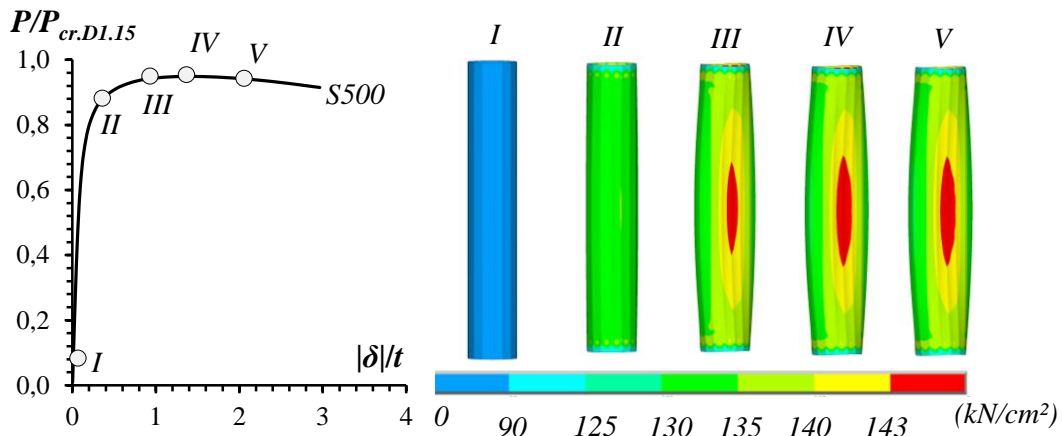
Figura 4.9. Trajetória de equilíbrio elasto-plástica ($P/P_{cr.D}$ vs. $|\delta|/t$) para TPR com (a) $n = 15$, (b) $n = 20$, (c) $n = 25$ e (d) $n = 30$.

A observação das Figuras 4.9 (a)-(d) e os dados fornecidos pela Tabela 4.1, conduzem às seguintes conclusões:

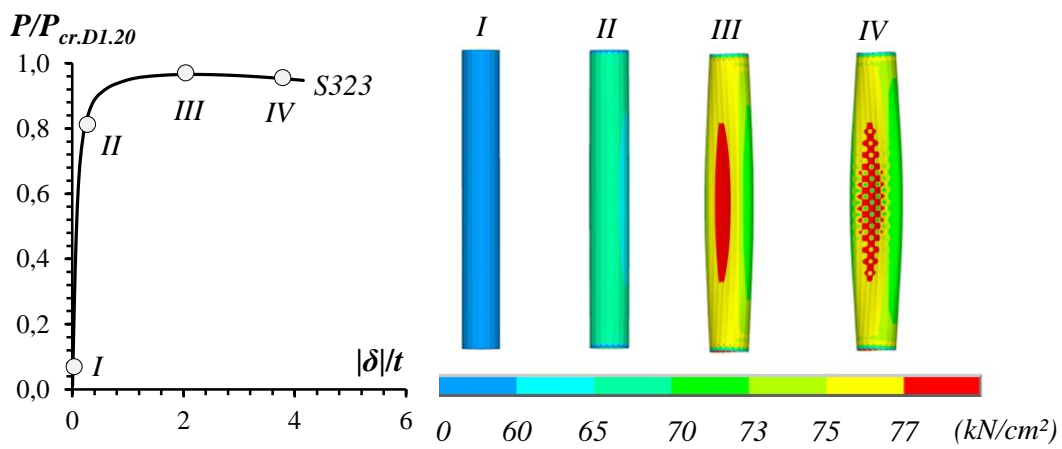
- (i) Para valores de λ_D maiores que 1, como esperado, a razão entre a carga máxima $P_u/P_{cr,D}$ e seu correspondente deslocamento $(|\delta|/t)_{lim}$ seguem os valores obtidos na pós-flambagem elástica, sendo assim, as colunas analisadas não apresentam ganho de resistência com o aumento de f_y .
- (ii) Todas as colunas apresentam comprimento de uma semi-onda associado ao modo de falha por distorção.
- (iii) Assim como na análise de pós-flambagem elástica, os valores de P_u e $(|\delta|/t)_{lim}$ crescem à medida em que aumenta-se o número de lados.

As Figuras 4.10 (a)-(c), ilustram as trajetórias de equilíbrio elasto-plástico com a evolução das configurações deformadas e tensões de *von Mises* (antes, durante e após a carga de pico) para TPR com $n = 15$ e $f_y = 500\text{kN/cm}^2$, $n = 20$ e $f_y = 323\text{kN/cm}^2$ e $n = 25$ e $f_y = 200\text{kN/cm}^2$. Vale a pena notar que (i) as configurações deformadas são amplificadas 7, 10 e 15 vezes, para $n = 15$, $n = 20$ e $n = 25$, respectivamente e que (ii) os pontos de carga última para $n = 15$, 20 e 25 correspondem respectivamente aos estados IV, III e III. A observação destes resultados permite as seguintes observações:

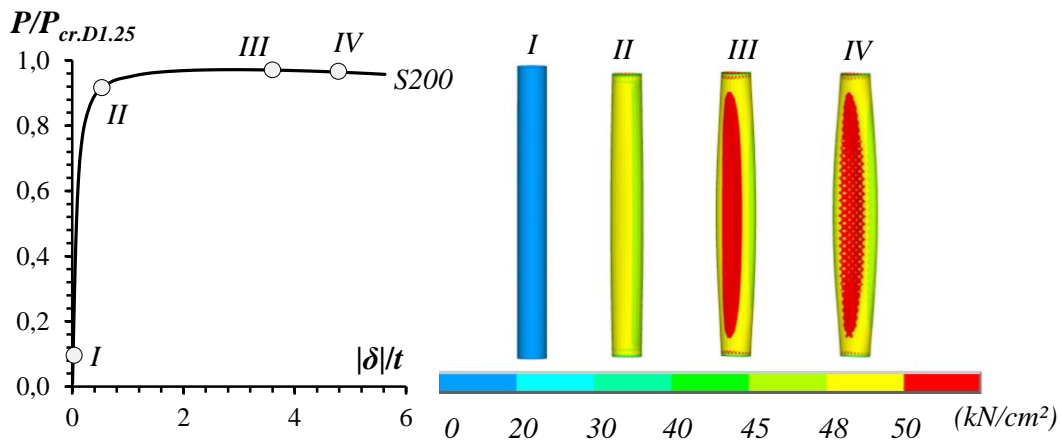
- (i) As colunas apresentam o comprimento de uma semi-onda com modo de flambagem distorcional.
- (ii) Pode ser observado que o colapso dos TPR com $n = 15$, 20 e 25, no modo distorcional, são semelhantes: começam com uma tensão que solicita praticamente toda a estrutura seguindo para a região central, essa tensão apresenta forma “oval” na direção do comprimento da coluna e seu tamanho aumenta com o n .
- (iii) A configuração das tensões da coluna pós colapso, mostra que as tensões tendem a evoluir e aumentar com o desenvolver da trajetória de equilíbrio.
- (iv) Nota-se também o aparecimento de pequenos pontos de tensão máxima nas regiões próximas aos apoios para a coluna com $n = 25$ nos estados III e IV.



(a)



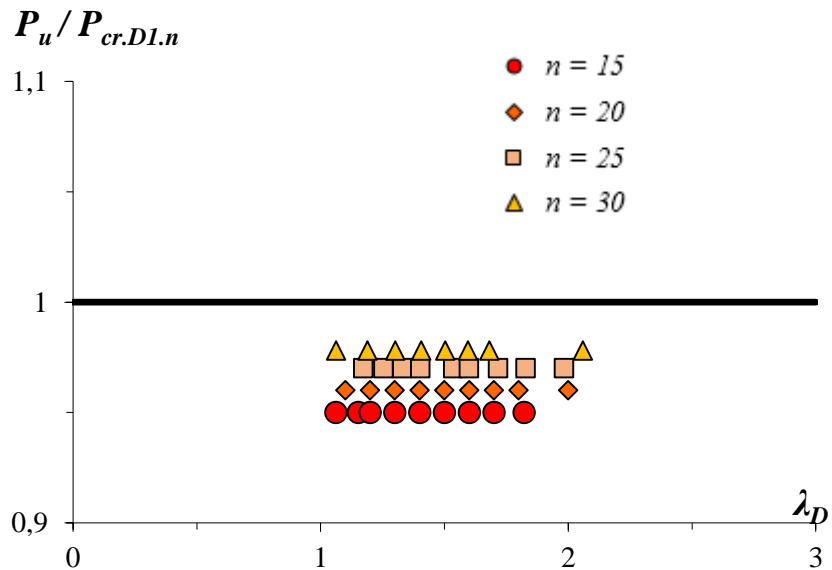
(b)



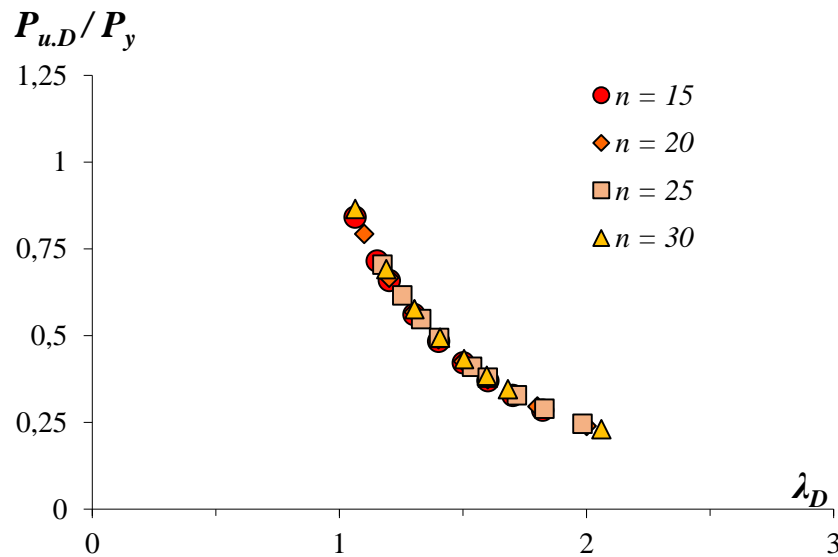
(c)

Figura 4.10. Trajetória de equilíbrio elasto-plástica e configurações das (incluindo o mecanismo de colapso) e tensão de von Mises para TPR com (a) $n = 15$ ($f_y = 500 \text{ kN/cm}^2$), (b) $n = 20$ ($f_y = 323 \text{ kN/cm}^2$) e (c) $n = 25$ ($f_y = 200 \text{ kN/cm}^2$).

As Figuras 4.11 (a)-(b) apresentam as relações $P_u/P_{cr,D}$ (Figura 4.11 (a)) e P_u/P_y (Figura 4.11 (b)) vs. esbeltez distorcional λ_D , para as colunas analisadas numericamente neste trabalho. A fim de avaliar a influência do número de lados do TPR com a carga última para diferentes esbeltezas, os resultados estão divididos e identificados por (i) círculos vermelhos, para $n = 15$, (ii) losangos alaranjados, para $n = 20$, (iii) quadrados laranja claro, para $n = 25$ e (iv) triângulos amarelos, para $n = 30$.



(a)



(b)

Figura 4.11. Relação entre a carga última para dos TPR em estudo (a) $P_u/P_{cr,D}$ e (b) $P_{u,D}/P_y$ vs. esbeltez distorcional λ_D .

A análise das Figuras 4.11 (a)-(b), permite retirar as seguintes conclusões:

- (i) A Figura 4.11 (a) mostra claramente que as cargas últimas dos TPR analisados mantêm-se constantes com o aumento da esbeltez, resultado

esperado para colunas que comportam-se como no regime elástico. Nota-se o aparecimento de “patamares” de cargas que apresentam pequenos aumentos à medida em que aumenta-se o número de lados do tubo.

- (ii) Conforme esperado, a curva $P_{u,D} / P_y$ vs. λ_D praticamente não apresenta "dispersão vertical", sendo pequeno o acréscimo de resistência normalizada que o aumento do número de lados proporciona.
- (iii) Assim, com base nesta quantidade limitada de resultados, pode-se concluir que os TPR em estudo, com valores de $\lambda_D > 1$ e $n \geq 15$ apresentam comportamento de pós-flambagem elasto-plástico regido pelo regime elástico e tendem para uma mesma curva de dimensionamento.

Na próxima seção, os resultados de carga última serão apresentados e discutidos para a avaliação de um possível método de dimensionamento para TPR contra falhas por distorção.

4.4 Dimensionamento.

4.4.1 Método da Resistência Direta (MRD)

Esta seção tem por finalidade, verificar a adequação do MRD (curva distorcional) para o dimensionamento de TPR com λ_D entre 1 e 2. As formulações para o dimensionamento via MRD encontram-se no Capítulo 2 deste trabalho (Equações (2.7), (2.8) e (2.9)) e a Figura 4.12 traz um fluxograma com as etapas de cálculo.

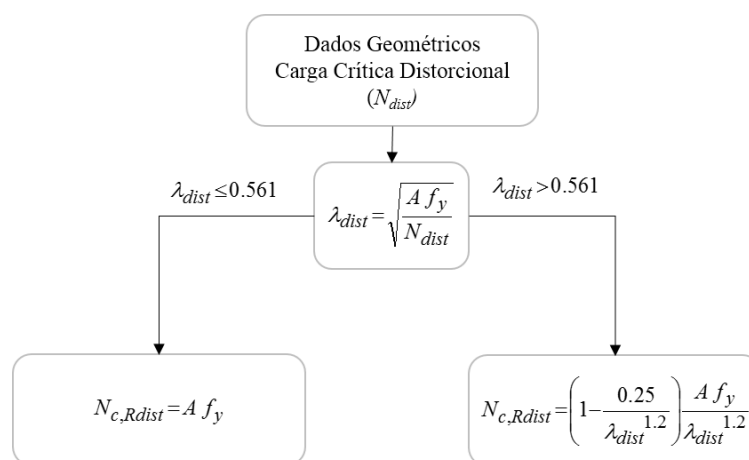


Figura 4.12. Fluxograma de cálculo para determinação da curva de dimensionamento via MRD.

A Figura 4.12 apresenta a curva de dimensionamento proposta pelo MRD, a curva elástica ($1/\lambda_D^2$) e os pontos de carga última normalizadas obtidos com a análise numérica ($P_{u,D}/P_y$) para os TPR em estudo.

A análise dos resultados consolidados na Figura 4.12 permite apresentar os seguintes comentários:

- (i) Quando comparam-se os pontos obtidos da análise numérica com a curva de dimensionamento proposta pelo MRD, rapidamente conclui-se que tal método não serve para a verificação de segurança de TPR com as características dos tubos em estudo.
- (ii) Os pontos obtidos pela análise numérica encontram-se praticamente sobre a curva elástica (representada pela linha pontilhada).
- (iii) A curva proposta pelo MRD mostra-se conservadora para colunas com λ_D entre 1 e 1.25 e superestimada para valores de $\lambda_D > 1.25$, onde as cargas previstas pelo MRD chegam a diferir dos resultados numéricos, em até 38%, apresentando valores de menor diferença percentual na região onde as curva do MRD toca a Curva Elástica.

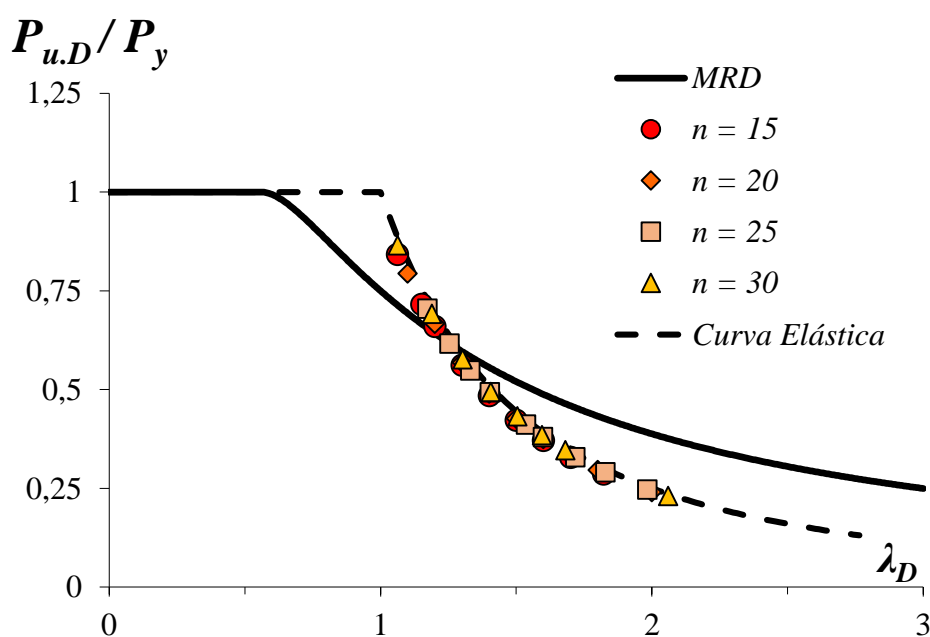


Figura 4.12. Comparação entre a curva de dimensionamento proposta pelo MRD, curva elástica e cargas últimas dos TPR obtidas com análise numérica.

O estudo mostra que há uma real necessidade de realização de análises de pós-flambagem elasto-plástica distorcional de TPR com $\lambda_D < 1$, desta forma pode-se propor uma nova curva que se adeque para o dimensionamento de tubos com seção transversal poligonal regular.

4.4.2 Dimensionamento de Colunas Tubulares com Seção Transversal Circular – Classe 4 (Eurocode 3 – Parte 1-6)

Os TPR em estudo, apresentam $n > 15$, sendo assim é de interesse deste trabalho avaliar se essas colunas apresentam comportamento semelhante ao de tubos como seções cilíndricas de parede fina. Nesta seção utiliza-se as regras de relevância, apresentadas no Capítulo 2, para a aferição da capacidade resistente última de cascas cilíndricas com dados geométricos semelhantes aos dos TPR. Para realização das etapas de cálculo, considera-se que (i) os tubos cilíndricos fictícios apresentam espessura (t), comprimento (l) e raio (r) idênticos ao dos TPR, (ii) as seções cilíndricas estão sujeitas à compressão pura, deve-se então prosseguir com os cálculos da tensão meridional crítica elástica, (iii) os tubos cilíndricos apresentam valores de parâmetro de qualidade de fabricação excelente ($Q = 40$) e parâmetro para condição de apoio bi-apoiada ($C_{xb} = 1$). A Figura 4.13 apresenta o fluxograma com as etapas de cálculo (equações apresentadas no Capítulo 2) como guia para entendimento dos resultados presentes nas Tabelas 4.2 e 4.3.

Tabela 4.2. Dados geométricos, valores dos parâmetros adimensionais e cargas críticas obtidos com EC3-1-6 para cascas cilíndricas e carga crítica obtida pela análise numérica de TPR com $R = 100\text{cm}$ e $n = 15, 20, 25$ e 30 .

n	Dados geométricos			Eurocode 3 parte 1-6					ANSYS	Dif. (%)
	R (cm)	L (cm)	t (cm)	ω	$0.5 r/t$	C_x	$\sigma_{x,Rcr}$ (kN/cm ²) (EC3)	$P_{cr,Casca}$ (kN) (EC3)	$P_{cr,D.TPR}$ (kN) (ANSYS)	
15	100	1200	1.94	86	26	0.6	148	178516	182470	2.17
20	100	1600	1.05	156	48	0.6	80	52529	53048	0.98
25	100	2000	0.66	246	76	0.6	50	20795	21000	0.98
30	100	2400	0.46	354	109	0.6	35	10112	10202	0.89

Tabela 4.3. Valores de carga última estimados pelo EC3-1-6 para cascas cilíndricas e carga última obtida pela análise numérica do TPR com $R = 100\text{cm}$ e $n = 15$.

n	f_y (kN/cm ²)	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_p$	χ	$\sigma_{x,Rk}$ (kN/cm ²) (EC3)	P_u (kN) (EC3)	P_u / P_y (EC3)	P_u / P_y (ANSYS)	Dif. (%)
15	170	1.07	1.16	0.46	79	95603	0.46	0.84	44.8
	200	1.16	1.16	0.39	79	95603	0.39	0.72	44.8
	217	1.21	1.16	0.36	79	95603	0.36	0.66	44.8
	255	1.31	1.16	0.31	79	95603	0.31	0.56	44.8
	295	1.41	1.16	0.27	79	95603	0.27	0.48	44.8
	339	1.51	1.16	0.23	79	95603	0.23	0.42	44.8
	386	1.62	1.16	0.20	79	95603	0.20	0.37	44.8
	436	1.72	1.16	0.18	79	95603	0.18	0.33	44.8
	500	1.84	1.16	0.16	79	95603	0.16	0.29	44.8

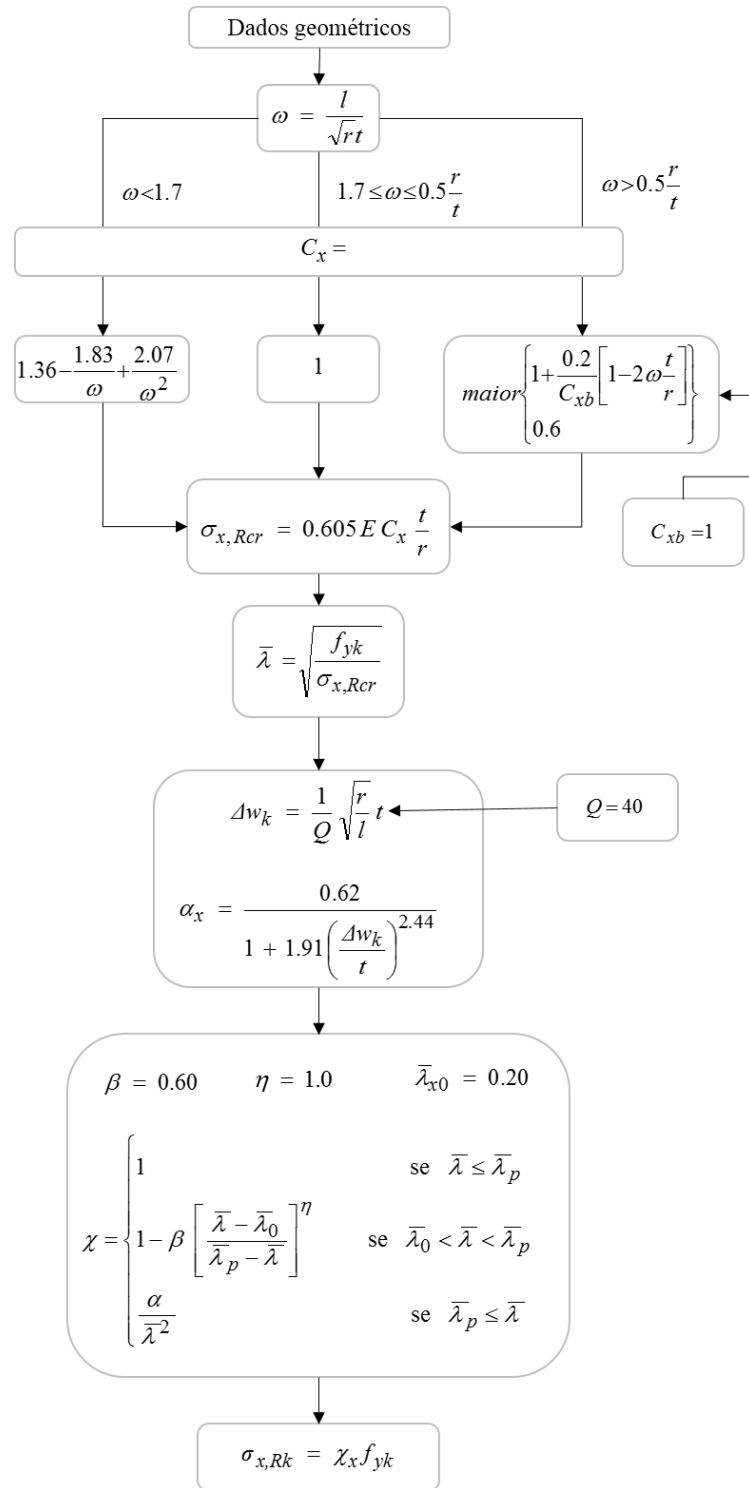


Figura 4.13. Fluxograma de cálculo para determinação da curva de dimensionamento de cascas cilíndricas.

Os valores apresentados na Tabela 4.2 permitem concluir que as cargas críticas de TPR tendem para a carga crítica da casca cilíndrica à medida em que aumenta-se o número de lados do polígono, sendo 2.17% a maior diferença percentual entre os valores de $P_{cr.Casca}$ e $P_{cr.TPR}$, provando que o procedimento proposto pelo EC3-1-6 para obtenção

de carga crítica de cascas cilíndricas é eficiente para o cálculo de cargas críticas distorcionais para TPR com $n \geq 15$.

A Tabela 4.3 apresenta os valores de carga última previstos para cascas cilíndricas imperfeitas (equivalentes ao TPR de 15 lados), fica evidente que o dimensionamento de cascas cilíndricas imperfeitas proposto pelo EC3-1-6 é muito conservador considerando seu uso para dimensionamento de TPR. A diferença percentual entre os valores carga última numéricos e os obtidos normativamente diferenciam em 44.8%. Na Figura 4.14 pode-se observar a curva de dimensionamento proposta pelo EC3-1-6, a curva elástica para cascas perfeitas ($1/\bar{\lambda}^2$) representada pela linha tracejada, a curva elástica para cascas imperfeitas ($\alpha/\bar{\lambda}^2$) representada pela linha pontilhada e os pontos de carga última normalizadas obtidos com a análise numérica (P_u/P_y) para os TPR em estudo.

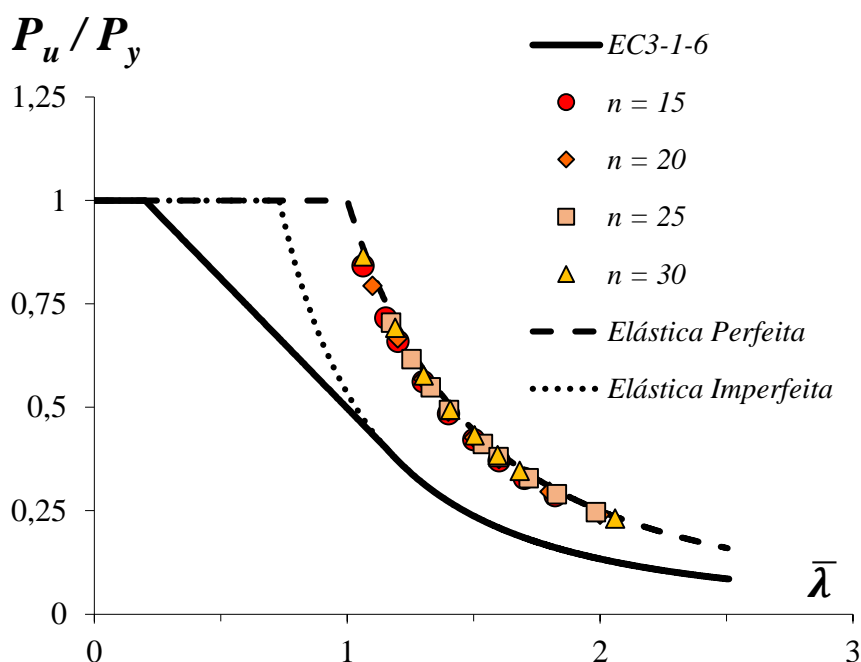


Figura 4.14. Comparação entre a curva de dimensionamento de cascas cilíndricas proposta pelo EC3-1-6, curvas elásticas de cascas perfeitas e imperfeitas e cargas últimas dos TPR obtidas com análise numérica.

Como esperado, a Figura 4.14 mostra que o dimensionamento dos TPR em estudo seguem a curva elástica de cascas perfeitas ($P_u/P_y = 1/\bar{\lambda}^2$), a curva elástica para cascas imperfeitas ($\alpha/\bar{\lambda}^2$) assim como a curva de dimensionamento proposta pelo EC3-1-6, mostra-se conservadora e inadequada para o dimensionamento dos TPR em estudo.

5 Conclusões

No presente trabalho estudou-se o comportamento estrutural de colunas constituídas por perfis metálicos com seção transversal poligonal regular (TPR) de parede fina. A escassez de resultados na literatura, sobre comportamento de pós-flambagem (elástica e elasto-plástica) distorcional desta tipologia estrutural, serviu de motivação para a presente pesquisa, tendo em vista sua estabilidade seccional e resistência última. Neste âmbito, o presente estudo teve por objetivo central aprofundar os conhecimentos sobre a estabilidade de TPR e o seu comportamento na pós-flambagem. Apresentando número de lados variados, os TPR de parede fina podem exibir um comportamento semelhante ao de tubos cilíndricos, fato que levanta dúvidas a respeito do seu comportamento pós-crítico.

A fim de avaliar a instabilidade de TPR, este trabalho relatou uma investigação numérica de TPR na flambagem local e distorcional, comportamento pós-flambagem distorcional e carga última de colunas (i) com condições de apoio simplesmente apoiada, (ii) apresentando diferentes valores de R , n e t e (iii) submetidas a carga de compressão centrada. Além disso, este estudo também avalia a adequação das recomendações do Método da Resistência Direta (MRD) e Eurocode 3 parte 1-6 para prever a resistência final dos TPR analisados. Para alcançar este objetivo, 69 colunas foram numericamente analisadas na flambagem, 29 na pós-flambagem elástica e 34 na pós-flambagem elasto-plástica, onde o último grupo de colunas em estudo, correspondem a uma combinação de (i) 4 geometrias diferentes e (ii) várias tensões de escoamento, escolhidas de modo a obter valores de esbeltez entre 1 e 2.

A primeira etapa consistiu em utilizar a curva proposta por GONÇALVES & CAMOTIM (2013b) para selecionar colunas com geometrias sob silvros modos de flambagem "puros" local e distorcional. Após selecionar as dimensões das seções transversais, os comprimentos e a caracterização mecânica dos modos de flambagem críticos (local e distorcional) nos TPR foi abordado através dos resultados fornecidos pela análise de flambagem utilizando o programa GBTul (BEBIANO *et al.*, 2010ab). Prossegue-se com a análise de TPR submetidos a carga de compressão centrada, via MEF com uso do programa ANSYS. O modelo numérico foi acertado para realizar análises não-lineares, físicas e geométricas, e também para confirmar que as colunas modeladas

apresentam comportamento pós-crítico distorcional. Os resultados numéricos obtidos (trajetórias de equilíbrio, cargas de falhas e configurações deformadas) foram então apresentados, discutidos e comparados. Dentre as várias conclusões obtidas no decurso do presente trabalho, os seguintes merecem ser especialmente mencionadas:

- (i) Analisando as 29 colunas tratadas na pós-flambagem elástica, observou-se uma tendência comportamental exibida pelas trajetórias de equilíbrio dos TPR, nenhuma das curvas apresentou resistência de pós-flambagem elástica distorcional, onde os TPR com mesmo número de lados e mesmo raio, apresentaram suas trajetórias de equilíbrio elástica quase perfeitamente coincidentes, mesmo apresentando diferentes razões raio-espessura. Na verdade, para os casos em estudo a resistência pós-crítica elástica aumentou ligeiramente com n .
- (ii) Apesar de seu alcance limitado (apenas 29 TPR analisados), este estudo fez com que seja possível antecipar que o aumento do número de lados da seção transversal afeta de forma considerável as características das curvas $P/P_{cr,Di,n}$ vs. $|\delta|/t$. A trajetória para $n \rightarrow \infty$, apresenta um “patamar” com o valor de maior resistência pós-crítica.
- (iii) Sobre os tubos estudados na pós-flambagem elasto-plástica, os pontos de carga última obtidos para λ_D entre 1 e 2, praticamente não apresentaram “dispersão vertical” na curva $P_{u,D}/P_y$ vs. λ_D , sendo pequeno o acréscimo de resistência que o aumento do número de lados proporciona.
- (iv) A comparação dos resultados numéricos de carga última obtidos, com os valores propostos pelo MRD, sugere que este método apresenta-se inadequado para o dimensionamento seguro de TPR em condição de apoio bi-apoiado sob carga compressiva e a comparação dos mesmos valores com os propostos pelo EC3-1-6 (EN 1993-1-6: 2007) para o dimensionamento de cascas cilíndricas mostrou que a curva de dimensionamento proposta por tal norma é demasiadamente conservadora quando aplicada ao dimensionamento de TPR.
- (v) Quando comparados com a curva elástica para cascas cilíndricas sem imperfeições, os pontos de carga última obtidos com a análise numérica, revelaram que os TPR comportam-se na pós-flambagem elasto-plástica da mesma forma que cascas cilíndricas perfeitas, tal comportamento se deve

ao fato de TPR com $n \rightarrow \infty$ apresentarem comportamento semelhante ao de cascas cilíndricas. O que chama a atenção é o ganho de resistência que os tubos com dobras apresentam em relação aos tubos de seção transversal circular quando imperfeitos.

O conjunto de resultados numéricos de pós-flambagem elasto-plástica relatados neste trabalho, serviu para observar o comportamento de falha das colunas estudadas, porém o número limitado de casos tratados, mostra-se insuficiente para tirar conclusões significativas relativas à concepção de uma curva de dimensionamento para TPR falhando nos modos de distorção.

Em resumo, pode-se concluir que a curva proposta pelo MRD para estimar a carga de ruptura de seções abertas submetidas à carga compressiva com modo de flambagem distorcional não deve ser utilizada para estimar a falha de TPR, e a curva proposta pelo EC3-1-6 (EN 1993-1-6: 2007) mostra-se segura, porém é inadequada devido ao fato das estimativas apresentarem-se extremamente conservadoras. As colunas analisadas apresentaram seus pontos de resistência última sobre a curva elástica em todos os casos. Se for considerado útil pela comunidade científica desenvolver uma curva de dimensionamento própria para TPR com modo de falha distorcional, os resultados obtidos no presente trabalho forneceram provas de que tal abordagem deve-se proceder levando em consideração a variação do número de lados e a relação entre raio e espessura (β_2).

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Os resultados obtidos neste trabalho mostram claramente que as curvas de dimensionamento propostas pelo MRD e pelo EC3-1-6 (EN 1993-1-6: 2007) são inadequadas para o dimensionamento de TPR com $n \geq 15$ sob modo de flambagem distorcional e condição de apoio simplesmente apoiada. No entanto, o estudo apresentado conta com um pequeno número de casos e considera somente valores de esbelteza entre 1 e 2, o que prejudica na previsão de uma possível curva para dimensionamento de TPR. A realização de novas análises podem contribuir para o presente trabalho, confirmando, trazendo outros questionamentos ou até mesmo refutando as conclusões aqui apresentadas. Assim, a presente investigação pode ser estendida com:

- (i) Análises envolvendo maior número de geometrias, considerando diferentes números de lados, dando atenção especial à influência da

relação raio-espessura (β_2) que define o aparecimento da flambagem com modo local.

- (ii) Realização de análises considerando diferentes condições de apoio (uma vez que o comportamento da estrutura pode-se apresentar completamente diferente).
- (iii) Análises numéricas de pós-flambagem elasto-plástica envolvendo colunas com esbeltez menor que 1.

6 Bibliografia

ABNT, 2010. *Norma Brasileira para Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio* (NBR 14762:2010), Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

AISI, 2012. *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (NAS), American Iron and Steel Institute, Washington DC.

ANSYS, 2013. Manual, *Swanson Analysis Systems (SAS)*, version 15.0

AS/NZS, 2005. *Cold-Formed Steel Structures*, Standards of Australia (SA) and Standards of New Zealand (SNZ), Sydney-Wellington.

AVENT R, ROBINSON J., 1976. “Elastic stability of polygon folded plate columns”. *ASCE Journal of the Structural Division*, v.102(5), pp.1015–29.

BASAGLIA C., CAMOTIM D., SILVESTRE N., 2011. “Non-linear GBT formulation for open-section thin-walled members with arbitrary support conditions”, *Computers and Structures*, v.89, pp. 1906-1919.

BATISTA E.M., 2010. “Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local–global buckling interaction”, *Thin-Walled Structures*, v.48, pp. 345-356.

BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D., 2010a. *GBTul 1.0 β – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members*, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>)

BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D., 2010b. *Manual user.GBTul 1.0 β – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members*, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>)

BEBIANO R., SILVESTRE N., CAMOTIM D., 2008. GBTul – A code for the buckling analysis of cold-formed steel members, *Proceedings of 19th International Specialty Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction* (St. Louis, 14-15/10), R LaBoube, W.-W. Yu (eds.), 61-79.

BULSON P., 1969. “The strength of thin-walled tubes formed from flat elements”. *International Journal of Mechanical Sciences*; v.11(7), pp.613–20.

CHATTOPADHYAY AP, FRINK E, XIN X, LEASE KB., 2012. “Elastic buckling characteristics of triangular tubes under uniaxial loading”. *Thin-Walled Structures*; v.52, pp.29–41.

COX H., 1954. “Computation of initial buckling stress of sheet stiffener combinations”. *Journal of Royal Aeronautical Society*; v.58, pp.634–8.

DINIS P.B., BATISTA E.M., CAMOTIM D., SANTOS E.S., 2012. “Local-distortional-global interaction in lipped channel columns: experimental results, numerical simulations and design considerations”, *Thin-Walled Structures*, v.61, pp.2-13.

EN 1990, 2009. EUROCODE, “*Basis of structural design*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 1993-1-1, 1993 EUROCODE 3, “*Design of steel structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 1993-1-6, 2007. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*. Brussels, Belgium: CEN.

GDELAF - <http://gdelaf.en.alibaba.com/>. Acesso em 20 de Abril de 2015.

GEOTOPOI - <https://geotopoi.wordpress.com/2010/10/02/britannia-bridge/>. Acesso em 15 de Dezembro de 2015

GODAT A, LEGERON F, BAZONGA D., 2012. “Stability investigation of local buckling behavior of tubular polygon columns under concentric compression”. *ThinWalled Structures*; v.53, pp.131–40.

GONÇALVES R, CAMOTIM D., 2013a “On the behaviour of thin-walled steel regular polygonal tubular members”. *Thin-Walled Structures*; v.62, pp.191–205.

GONÇALVES R, CAMOTIM D., 2013b “Elastic buckling of uniformly compressed thin-walled regular polygonal tubes”. *Thin-Walled Structures*; v.71, pp.35-45.

HANCOCK, G.J., 2003. “Cold-formed steel structures”, *Journal of Constructional Steel Research*, v.59, pp.473-487.

HANCOCK, G.J., KWON, Y.B., BERNARD, E.S., 1994. “Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling”, *Journal Construction*, v.31, pp. 169-186.

HANCOCK, G.J., MURRAY, T.M., ELLIFRITT, D.S., 2001. *Cold-formed Steel Structures to the AISI Specification*, Marcel Dekker, New York.

INDIAMART - <http://www.indiamart.com/utkarsh-tubes/>. Acesso em 12 de Dezembro de 2015

INHABITAT - <http://inhabitat.com/seven-vertical-axis-wind-turbines-added-to-londons-2012-olympic-park/>. Acesso em 20 de Fevereiro de 2015.

IYENGAR, N.G.R., 1986. *Structural stability of columns and plates*, East-West Press PVT, New Delhi.

KUMAR, M.V., KALYANARAMAN V., 2014. “Distortional buckling of CFS stiffened lipped channel compression members”, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 140(12), 04014099(14).

LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2011. “DSM design of cold-formed steel columns against distortional failure: numerical investigation on the influence of the cross-section

geometry and support conditions”, *Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council Pittsburgh, Pennsylvania, May 10-14, 2011*

LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2013. “On the Direct Strength Method (DSM) design of cold-formed steel columns against distortional failure”, *Thin-walled Structures*, v.67, pp. 168-187.

MAKOWSKI, Z.S., 1968. “Estructuras espaciales de acero”. *Gustavo Gili*, Barcelona.

METÁLICA - <http://wwwo.metlica.com.br/terminal-intermodal-em-pinheiros>. Acesso em 28 de Janeiro de 2016

MIGITA Y, FUKUMOTO Y., 1997. “Local buckling behaviour of polygonal sections”. *Journal of Constructional Steel Research*; v.41(2–3), pp.221–33.

MORGAN, M., 1972. “Cold processing of steel: Production of welded tube from strip”. *ISI*, London.

PIRES, T. F.D., 2012. “Comportamento e capacidade resistente de colunas de aço SEHS”. Dissertação de Mestrado, *Instituto Superior Técnico, UTL*, Lisboa.

REIS, A., CAMOTIM, D., 2001. *Estabilidade e dimensionamento de estruturas*. McGraw-Hill.

SCHAFER, B.W., 2008. “Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design”, *Journal of Constructional Steel Research*, v.64, pp.766-778.

SILVESTRE N., CAMOTIM D., DINIS P.B., 2012. “Post-buckling behaviour and direct strength design of lipped channel columns experiencing local/distortional interaction”, *Journal of Constructional Steel Research*, v.73, pp.12-30.

SILVESTRE, N., CAMOTIM, D., 2006. “Local-plate and distortional post-buckling behavior of cold-formed steel lipped channel columns with intermediate stiffeners”. *Journal of Structural Engineering*, v.132(4), pp. 529-540.

TENG J., SMITH S., NGOK L., 1999. “Local buckling of thin-walled polygonal columns subjected to axial compression or bending”. In: *Chan S, Teng J, editors. 2nd international conference on advances in steel structures (ICASS 99)*, v.1-2, pp.109–15.

TIMOSHENKO S, GERE J., 1961. “Theory of elastic stability”. *USA: McGraw-Hill*; New York.

WARDENIER *et al.*, 2010. “Hollow sections in structural applications”. *CIDECT*, Geneva, Switzerland.

WELDEDPIPE - <http://www.china-weldedpipe.com/welded-pipes/>. Acesso em 15 de Dezembro de 2015

WITTRICK W, CURZON P., 1968. “Local buckling of long polygonal tubes in combined compression and torsion”. *International Journal of Mechanical Sciences*; v.10, pp.849–57.

YANG D., HANCOCK G.J., 2004. "Compression tests of high strength steel channel columns with interaction between local and distortional buckling", *Journal of Structural Engineering*, v.130(12), pp.1954-1963.

YAP, D.C.Y., HANCOCK, G.J., 2011. "Experimental study of high-strength cold-formed stiffened C-sections in compression", *Journal of Structural Engineering*, v.137(2), pp. 162-172.

ZHAO X. L., HAN L., LU H., 2010. "Concrete-filled tubular members and connections". *Spon Press*, New York.

ZIEMIAN, R.D., 2010. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6th Edition, John Wiley & Sons, New York.