CONSTRUMETAL 2023

ANAIS DO NONO CONGRESSO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

HENRIQUE CAMPELO GOMES (ORG.)

Associação Brasileira da Construção Metálica
21 de setembro – Allianz Parque
São Paulo

REALIZAÇÃO

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

PROMOÇÃO/ORGANIZAÇÃO

Francal Feiras DESDE 1969

ISBN: 978-85-68391-05-1

CBL

9 788568 391051

9º Congresso da Construção Metálica

– CONSTRUMETAL 2023 –

21 de setembro – Allianz Parque

São Paulo

https://congressoconstrumetal.com.br/

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Congresso da Construção Metálica (9. : 2023 : São Paulo, SP)
Anais do nono congresso da construção metálica [livro eletrônico] / organização Henrique Campelo Gomes. -- São Paulo : Associação Brasileira da Construção Metálica - ABCEM, 2023.
PDF

Vários autores.
Bibliografia.
ISBN 978-85-68391-05-1

1. Aço - Estruturas 2. Construção civil 3. Engenharia Civil - Congressos 4. Estruturas metálicas I. Gomes, Henrique Campelo. II. Título.

23-176519 CDD-624.1821

Índices para catálogo sistemático:

1. Aço : Estruturas : Engenharia 624.1821

Aline Graziele Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

Publicação: ABCEM - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

Programação e Editoração gráfica: SIDNEI PALATNIK

Capa: FRANCAL


CONSTRU
METAL
2023

REALIZAÇÃO

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

PROMOÇÃO/ORGANIZAÇÃO

Francal Feiras
DESDE 1969

PATROCÍNIO PRATA

ArcelorMittal

metasa
construindo o futuro em aço

USIMINAS

PATROCÍNIO BRONZE

Kingspan

ISOESTE

PATROCÍNIO

cpc estruturas

Quarks
laser & plasma

GRUPO SIMEC
Construindo o futuro

Tuper

PATROCÍNIO EXPOSIÇÃO

Belenus

BIM WORKS

Bristol

EJOT

FAM
CONSTRUÇÕES METÁLICAS PESADAS

FICEP

ISOESTE METÁLICA

PERFIMINAS
INDÚSTRIA METALÚRGICA LTDA

SHERWIN-WILLIAMS

STRUMIS

TEKNOKROMA

Trimble

voestalpine
ONE STEP AHEAD.

PATROCÍNIO APOIO

BRAMETAL

DAGNESE
SOLUÇÕES METÁLICAS

ENTEC

JOTUN

MARKO | roll-on

METALPAR
PARAFUSOS PARA FIXAÇÃO DE TELHAS

PlacLux

SECOVI SP
A CASA DO MERCADO IMOBILIÁRIO

vallourec



CONSELHO DIRETOR - GESTÃO 2022 - 2024

PRESIDENTE

Horácio Alberto Steinmann (METASA)

VICE-PRESIDENTE DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Marino Garofani (BRAFER)

VICE-PRESIDENTE DE COBERTURAS METÁLICAS

James Mauro Fuck (KINGSPAN ISOESTE)

VICE-PRESIDENTE DE GALVANIZAÇÃO

Carlos Roberto Patrício (B.BOSCH GALVANIZAÇÃO)

VICE-PRESIDENTE DE TORRES

Ricardo Shigueo Nakamura (SAE TOWERS BRASIL)

VICE-PRESIDENTE DE STEEL FRAME

Fábio Luiz De Gerone (SANTO ANDRÉ)

CONSELHO DIRETOR

Fábio Din (PLACLUX) – Ademar de Carvalho Barbosa Filho (CODEME)

Christophe Schwarzberg (MARKO) – Flávio Lima Ferrari (FAM)

Alexandre Queiroz Schmidt (BRAMETAL) – Alyson Fracari de Souza (SOUFER)

Heber Henrique Penow Campos (TUPER) – Hildeu Dellaretti Junior (VALLOUREC)

DIRETOR EXECUTIVO ABCEM

Ulysses Barbosa Nunes

www.abcem.org.br



Comissão Organizadora

Ulysses Barbosa Nunes

(Diretor Executivo ABCEM)

Catia Mac Cord Simões Coelho

(Consultora ABCEM)

Sidnei Palatnik

(BK Serviços Especializados)

HENRIQUE CAMPELO GOMES (Org.)

ANAIS DO NONO
CONGRESSO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA
– CONSTRUMETAL 2023 –

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

SÃO PAULO

2023

9º Congresso da Construção Metálica

CONSTRUMETAL 2023

Comitê Científico

Presidente: Henrique Campelo Gomes (USP)

Vice-presidente: Pedro Wellington G. N. Teixeira (USP)

Acir Mércio Loredo-Souza (UFRGS)

Alberto Borges Vieira Júnior (UFBA)

Alex Sander Clemente de Souza (UFSCar)

Alexandre Landesmann (UFRJ)

Arlene Maria Sarmanho Freitas (UFOP)

Bernardo Horowitz (UFPE)

Cilmar Donizeti Basaglia (UNICAMP)

Daniel Miranda dos Santos (USP)

Eduardo de Miranda Batista (UFRJ)

Eduardo M. B. Campello (USP)

Emerson José Vidigal (UFP)

Gilder Nader (IPT)

Gustavo de Souza Veríssimo (UFV)

Jairo Fruchtengarten (USP)

Julio Fruchtengarten

Leandro Palermo Junior (UNICAMP)

Luiz Carlos Marcos Vieira Junior (Unicamp)

Maximiliano Malite (USP-São Carlos)

Michele Pfeil (UFRJ)

Ricardo A. M. Silveira (UFOP)

Ricardo Hallal Fakury (UFMG)

Sandoval Rodrigues Junior (UFPA)

Silvia Corbani (UFRJ)

Valdir Pignatta e Silva (USP)

Walnório Graça Ferreira (UFES)

Zacarias Chamberlain Pravia (UPF)

Apresentação

Realizado pela **ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica)** desde 2004, o **Congresso Latino-Americano da Construção Metálica** (**CONSTRUMETAL)** é hoje resultado de um esforço conjunto da indústria, da construção civil e da academia. Esta última é aqui representada por um seleto grupo de pesquisadores cujas valiosas contribuições compõem os Anais deste já consagrado e maior evento da construção metálica na América Latina.

Em sua nona edição, pôde-se contar mais uma vez com a ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica), realizadora do evento, e com a FRANCAL Feiras, na sua organização e promoção. Contamos ainda com o apoio da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade MacKenzie e Universidade de Passo Fundo, dentre outras, representadas pelos integrantes da Comissão Científica.

O **CONSTRUMETAL** tem como missão promover e divulgar os principais avanços tecnológicos da construção metálica a fim de que se tenha, no Brasil, um contínuo crescimento do uso do aço como solução de alta qualidade, sustentável e industrializada.

Com um expressivo número de trabalhos acadêmicos submetidos e apresentados nas Sessões Tecnocientíficas, esta edição do **CONSTRUMETAL**, mais uma vez, reforça e consolida o caráter científico do congresso, que contou com um Comitê de professores pesquisadores e renomados profissionais da área, espalhados por todo o país, além do apoio institucional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP).

Sinto-me novamente honrado em coordenar o Comitê Científico do **CONSTRUMETAL 2023**, com a missão de representar este Comitê à altura do que o congresso e a Escola Politécnica da USP representam no setor da construção metálica.

Parabenizo a ABCEM por mais esta importantíssima realização.

Agradeço ao Sidnei Palatnik pelo entusiasmo e dedicação na organização do congresso, e a Catia MacCord pelo permanente apoio.

Agradeço também ao imprescindível esforço dos membros do Comitê Científico na revisão dos trabalhos submetidos ao congresso.

São Paulo, setembro de 2023.

Henrique Campelo Gomes
Prof. Dr., Poli-USP
Presidente da Comissão Científica

Índice

ALGUNS ASPECTOS DA ANÁLISE TEÓRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO FORMADAS COM ESTACAS PRANCHA PARA ESCAVAÇÕES EM SOLOS ARENOSOS 13
Autor: Pedro Wellington G. N. Teixeira

VELÓDROMO DE SAN JUAN 33
Autores: Ing. Jose Gomez / Ing. Manuel Lucciano Müller / Ing. Javier I. Perez / Ing. Ezequiel M. Rigiardi / Ing. Hector M. Ruffo

ESTUDO TÉCNICO-ECONÔMICO DE COBERTURAS DE GALPÕES TRELIÇADOS EM AÇO 57
Autor: Priscila Aquino Coutinho

OS EFEITOS DA AMPLITUDE TÉRMICA DO AMBIENTE EM ESTRUTURAS DE AÇO PARA EDIFICAÇÕES: UM ESTUDO DE CASO 70
Autores: Danielle Malvaris Ribeiro / Glauco José De Oliveira Rodrigues

O USO DO AÇO EM RESIDÊNCIAS NA ARQUITETURA CONTEMPORÂNEA PAULISTANA 81
Autores: Andressa Anis Lahoud / Maria Augusta Justi Pisan

DIMENSIONAMENTO DE CO LUNAS DE AÇO FORMADAS A FRIO SOB MODO DE FALHA DISTORCIONAL E CONDIÇÕES INCÊNDIO: O PAPEL DA RELAÇÃO CONSTITUTIVA 96
Autores: Fernanda Cristina Moreira Da Silva Costa / Alexandre Landesmann / Dinar Camotim

ESTUDO COMPARATIVO DE CARREGAMENTO QUASI-ESTÁTICO DE VENTO SOBRE A COBERTURA DE UM GALPÃO ATRAVÉS DE MÉTODO TRANSIENTE DE FLUIDODINÂMICA COMPUTACIONAL 111
Autores: Aron Zavelinski / Rodrigo S. Romanus / Alan Lugarini / Admilson T. Franco

ESTUDO COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE TORRES PARA LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ACORDO COM AS NORMAS NBR8800:2008 E ASCE 10-15 125
Autor: Angelo Braz Fadini Fabri

ABORDAGEM DOS PRINCIPAIS DESVIOS EXECUTIVOS EM LIGAÇÕES PARAFUSADAS NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS 156
Autores: Guido José Denipotti / Tiago Castelani

AFERIÇÃO DE MODELOS ANALÍTICOS PARA COLUNAS MISTAS TUBULARES DE AÇO PREENCHIDAS DE CONCRETO POR MEIO DE ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS 176
Autores: Leonardo André Rossato / Carlos Humberto Martins / Alexandre Rossi / Adriano Silva De Carvalho / Hermano Sousa Cardoso

ESTUDO NUMÉRICO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO MODIFIED-CLOTHOID-SHAPED APLICADO EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS COM CONCRETO 191
Autores: Ana Paula Moura / Lucas Ribeiro Dos Santos / Hermes Carvalho / Rodrigo Barreto Caldas / Ariany Cardoso Pereira

DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE PILARES DE AÇO E MISTOS DE AÇO E CONCRETO UTILIZANDO TUBOS COM COSTURA 208
Autores: Clara Garcia Sanders / Lucas Fadini Favarato / André Vasconcelos Soares Gomes / Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Índice - cont.

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA PASSARELA METÁLICA QUANTO A CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO DE IÇAMENTO 231
Autores: Carlos Alberto Medeiros / Hudson Chagas Dos Santos

DIMENSIONAMENTO DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO NA COMPRESSÃO AXIAL: INTERAÇÃO LD ENTRE MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL 241
Autores: Gustavo Yoshio Matsubara / Eduardo De Miranda Batista

ANÁLISE DA RELEVÂNCIA DO MODO DE FLAMBAGEM LOCAL-DISTORCIONAL NO DIMENSIONAMENTO NA COMPRESSÃO AXIAL DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO 261
Autores: Rafael Vieira De Oliveira / Eduardo De Miranda Batista

ANÁLISE DA FLAMBAGEM DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO COM SEÇÃO COMPOSTA DO TIPO DUPLO ÔMEGA SOB FLEXÃO SIMPLES E COMPRESSÃO AXIAL 279
Autores: Tallys Gonçalves Pereira / Eduardo De Miranda Batista

ANÁLISE NUMÉRICA DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO DO TIPO CARTOLA SOB A INTERAÇÃO DISTORCIONAL-GLOBAL E SUBMETIDO A FLEXÃO NÃO-UNIFORME 303
Autores: Guilherme Henrique Dos Santos Ramos / Carla De Amorim Lana Dib / Gregório Sandro Vieira

ANÁLISE NUMÉRICA DA FLAMBAGEM DISTORCIONAL DE PERFIS FORMADOS A FRIO TIPO CARTOLA SUBMETIDOS À FLEXÃO UNIFORME E NÃO-UNIFORME_P2 320
Autores: Carla De Amorim Lana Dib / Guilherme Henrique Dos Santos Ramos / Gregório Sandro Vieira

DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO SUBMETIDOS À VIBRAÇÃO DEVIDA AO CAMINHAR HUMANO 340
Autores: Carlos Eduardo Wolkartt Vago / Hiago Fernando Vagmaker Golçalves / Lucas Fadini Favarato / Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

AVALIAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE VIGAS DE AÇO ATRAVÉS DE ABORDAGEM COMPUTACIONAL 370
Autores: Luiz Alberto Araújo De Seixas Leal / Cilmar Donizeti Basaglia / Roberval José Pimenta / Ricardo Hallal Fakury

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE COLUNAS DE PORTA-PALETES SELETIVOS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO CENTRADA 381
Autores: Felipe Castelli Sasso / Marina Naomi Furukawa / Maximiliano Malite

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE MODOS DE FALHA DA LIGAÇÃO LUVA EM PERFIS TUBULARES DE SEÇÃO RETANGULAR 412
Autores: Lucas Roquete / Matheus Miranda De Oliveira / Edmundo Pedro Gonçalves Pena / Juliano Ferreira Guimarães / Arlene Maria Cunha Sarmanho

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE TERÇAS Z COM ALMA ENRIJECIDA COM TRANSPASSE 426
Autores: Francisco Tiago Da Silva Sales / Ana Luísa De Lima / Elias Da Silva Pereira / Luís Augusto Conte Mendes Veloso / José Humberto Matias De Paula / Lenildo Santos Da Silva / Guilherme Santana Alencar

Índice - cont.

ANÁLISE NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS DE TERÇAS Z COM ALMA ENRIJECIDA SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES 444
Autores: Ana Luísa De Lima / Francisco Tiago Da Silva Sales / Elias Da Silva Pereira / Luís Augusto Conte Mendes Veloso / José Humberto Matias De Paula / Lenildo Santos Da Silva / Guilherme Santana Alencar

DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O VÃO CENTRAL EM ESTRUTURA METÁLICA DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES 460
Autores: Georgia Brunelli Bofill / Ronaldo Oliveira De Almeida / Guilherme Santana Alencar

PROJETO DE UM VIADUTO RODOVIÁRIO COM LONGARINAS MISTA (AÇO-CONCRETO) HÍBRIDAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA 477
Autores: Diego Fernandes Moreira / Raylane De Souza Castoldi / Guilherme Santana Alencar

MAPEAMENTO SISTEMÁTICO DA LITERATURA SOBRE A TRANSFORMAÇÃO DIGITAL NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA 491
Autores: Carolina Wanderley Cabral Carvalho / Francisco Ferreira Cardoso

DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA CRÍTICA EM VIGAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 503
Autores: Thayná Couto Dos Santos Marcelino / Macksuel Soares De Azevedo / Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 515
Autores: Bianca Do Valle Ventura Santos/ Débora Maia Guimarães/ Lucas Fadini Favarato/ Macksuel Soares De Azevedo

REVISÃO DAS TECNOLOGIAS INTUMESCENTES DE PROTEÇÃO PASSIVA CONTRA FOGO CELULOSICO 531
Autor: Evandro Rivera Martin

PINTURAS INTUMESCENTES VERSUS ARGAMASSA PROJETADA JATEADA: ANÁLISE DE DESEMPENHO EM ESTRUTURAS METÁLICAS 540
Autores: Chrysthyan Rhayhan Souza De Oliveira / Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TÉRMICO E ESTRUTURAL DE UM PAINEL STEEL-FRAME FORMADO A FRIO EM CONDIÇÃO DE INCÊNDIO 560
Autores: Felipe Frizon / Diego Rizzotto Rossetto / Paulo A. G. Piloto

MECANISMOS PARA TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM PILARES APÓS INCÊNDIO 572
Autores: Rafael Eclache Moreira De Camargo / Rodrigo Barreto Caldas / Lucas Ribeiro Dos Santos

Tema: Infraestrutura

Alguns aspectos da análise teórica de estruturas de contenção formadas com estacas prancha para escavações em solos arenosos

Pedro Wellington G. N. Teixeira[1]

Resumo

Apresentam-se resultados de análise de uma cortina de estaca prancha para escavação em solo arenoso. O objetivo principal é avaliar os resultados obtidos por métodos de cálculo correntes atualmente. São empregados modelos de viga equivalente, de viga sobre base elástica e modelo baseado no método dos elementos finitos, com uso do software Plaxis 2D. São feitas considerações sobre a forma do diagrama de empuxos. Além disso, aplica-se carregamento definido empiricamente conforme recomendações de Twine & Roscoe (1999). A partir dos resultados apresentados, pode-se concluir que o modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado é essencial para a fase inicial do projeto, quando estão sendo feitas as definições básicas da estrutura, do método construtivo e parâmetros geotécnicos. O modelo de viga sobre base elástica é mais simples de ser empregado, porém resulta em esforços muito elevados quando se compara com o modelo de elementos finitos. Entende-se que o projeto de contenções escoradas deve ser feito com atenção aos aspectos aqui comentados, haja vista que não há um método que considere de forma adequada todos os aspectos importantes de interação entre o solo e a estrutura.

Palavras-chave: Estacas prancha; escavações profundas; estruturas de contenção.

Some aspects of theoretical analysis of sheet pile wall for deep excavations in granular/cohesionless soils

Abstract

The results of the analysis of a sheet pile wall for excavation in granular/cohesionless soil are presented. The main objective is to evaluate the results obtained by current analysis methods. Methods considered are equivalent beam, beam on springs and finite element method using the Plaxis 2D software. Considerations are made about the shape of the earth pressure diagram. In addition, empirically defined loading is applied as recommended by Twine & Roscoe (1999). From the results presented, it can be concluded that the equivalent beam model with self-balancing loading is essential for the initial phase of the project, when basic definitions of the structure, the construction method and geotechnical parameters are being made. The beam model on elastic base is simpler to employ, but results in very high efforts when compared with the finite element model. It is understood that the project of a braced deep excavation structure should be done with attention to the aspects commented here, since there is no method that adequately considers all the important aspects of interaction between the soil and the structure.

Keywords: sheet pile wall; deep excavations; retaining structures;

[1] Engenheiro Civil/Mestre e Doutor em Eng. de Estruturas USP-EESC (1999) / Professor Doutor – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

1 INTRODUÇÃO
1.1 Generalidades

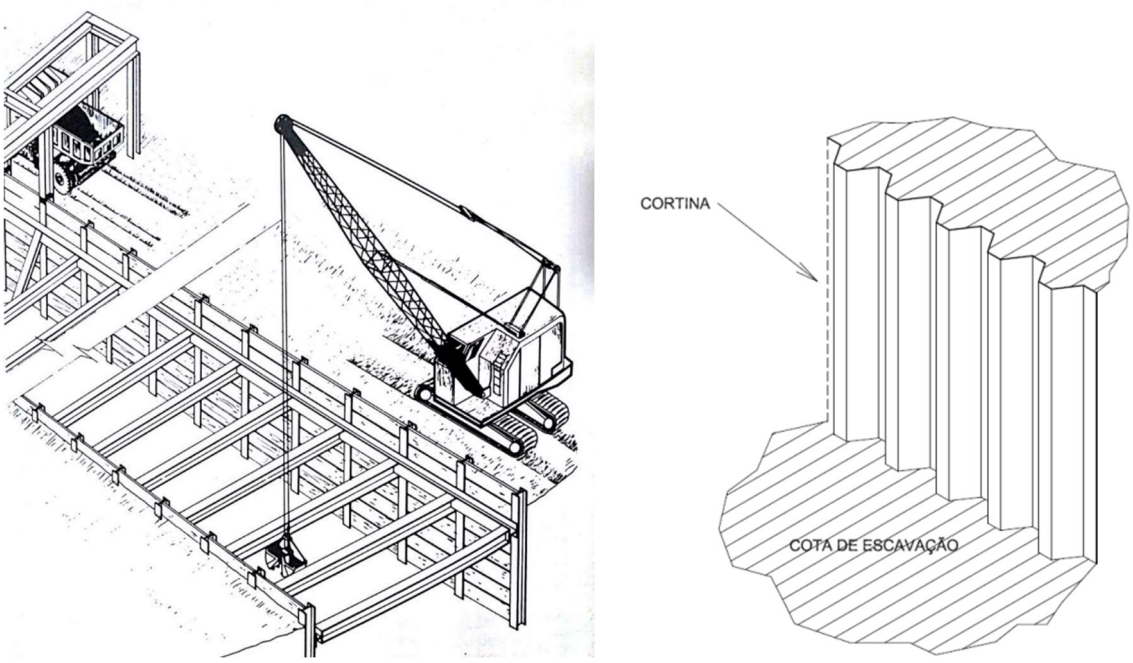
As estruturas de contenção são destinadas a resistir aos empuxos de terra e água de uma escavação ou de um aterro. Também é comum se empregar esse termo para os reforços de taludes existentes, embora estes, por vezes, apresentem conceitos e técnicas um pouco diferentes.
Dentre as estruturas de contenção de escavações, destacam-se aquelas em que se empregam elementos de aço. Os tipos mais comuns são:

- Contenção do tipo perfil-pranchada, em que se utilizam perfis tipo "I" espaçados e pranchas de madeira ou placas de concreto pré-moldado entre os perfis, formando uma contenção com estrutura descontínua (figura 1a);
- Contenção com cortina de estacas prancha, nas quais se utiliza, em geral, um único elemento formando uma estrutura contínua (figura 1b);

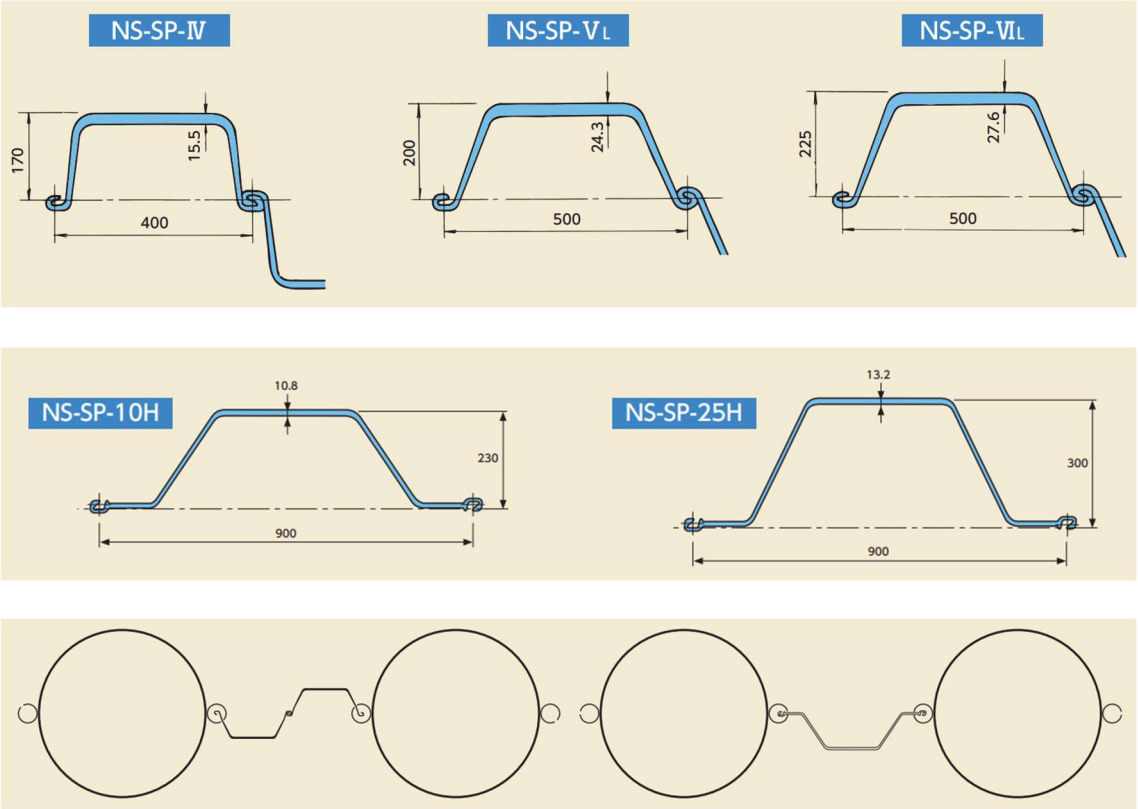
Na figura 1c apresenta-se ainda uma vista de uma contenção contínua com estacas prancha de aço.

Figura 1 – Ilustração de contenção de vala com sistemas: (a) descontínuo, de perfil e pranchada (RICARDO, H. S. & CATALANI, G. Manual prático de escavação: terraplenagem e escavação de rocha. 2 ed. São Paulo: Pini, 1990. p. 277.); (b) contínuo, com estacas prancha; (c) seções transversais de contenções com estacas prancha;

(a) (b)



(c)



Fonte: steel sheet piles – k007en_07_201612f © 2012, 2016 NIPPON STEEL & SUMITOMO METAL CORPORATION

O uso do aço em estruturas de contenção apresenta algumas vantagens, dentre as quais se destacam:

- Os perfis de aço são muito eficientes no trabalho a flexão;
- Os perfis podem ser instalados em diversos tipos de solo, mesmo na presença de nível de água;
- Imediatamente após a instalação dos perfis, a escavação pode ser iniciada, pois não há necessidade de tempo de cura da estrutura, por exemplo;
- Quando há necessidade de transmitir cargas para a contenção isso pode ser feito aprofundando os perfis nas regiões carregadas e eventualmente combinando perfis tubulares intercalados com a seção corrente de uma cortina de estacas prancha. Dessa forma, com expedientes simples, podem-se criar boas condições de fundação para as cargas sem necessidade, por exemplo, de vigas alavanca que podem ser necessárias em outros sistemas de contenção;

Por apresentarem essas vantagens, é muito comum o emprego de elementos de aço nessas estruturas de contenção, seja para contenções provisórias ou definitivas, havendo vantagens que tornam o uso do aço a melhor solução em diversas situações.

1.2 Empuxos de terra em estruturas de contenção

O projeto de uma estrutura de contenção com elementos de aço, assim como com outro material, requer considerações de interação entre o solo e a estrutura. Uma forma tradicional de se considerar essa interação pode ser com emprego dos chamados "modelos de ações impostas". Nesses modelos, a interação entre a estrutura e o solo é feita aplicando-se carregamentos idealizados na interface entre os dois sistemas. No caso específico de contenções esses carregamentos correspondem aos empuxos. Os carregamentos de empuxos considerados em situações normais são:

- Empuxos de terra produzidos pelo próprio peso do solo contido;
- Empuxos de água presente no solo;
- Empuxos decorrentes de sobrecargas próximas à escavação;

A determinação de empuxos de terra e de água é feita com base nos métodos da Mecânica dos Solos. Importante chamar a atenção para o caso das estruturas de contenção escoradas nas quais a forma "hidrostática" das tensões ativas do solo pode se modificar de forma sensível. A constatação desse fato é descrita nos textos que tratam das primeiras escavações para obras de metrô, conforme comentado em Tschebotarioff (1978):

> *"A construção de metrôs em Nova York, no final do século passado, exigiu escavação de valas profundas e escoradas em solos arenosos. A experiência cedo mostrou que a distribuição triangular de pressões de Coulomb não coincidia com a realidade da situação. As escoras superiores deram provas de que estavam suportando tensões excessivas, mesmo nos casos em que seu cálculo tinha sido executado para o dobro do carregamento previsto numa distribuição triangular. Na década de 1930, Taylor (**Taylor, D. W. Abstracts of selected theses on soil mechanics, MIT Dept. Civil Eng., Publ. Ser., 79, junho de 1941**) ampliou os ensaios realizados em grande escala por Terzaghi (**Terzaghi, K. Large retaining wall tests, Eng. News rec. 1934, pp. 136, 259, 316, 403, 503**), chegando à conclusão de que a distribuição de Coulomb era essencialmente correta para o caso de muro girando em torno do pé ou sofrendo deslocamento horizontal."*

O cálculo de empuxos está além do escopo deste artigo, porém cumpre lembrar um aspecto importante relacionado aos diferentes valores de deslocamentos (s) da contenção para mobilizar plenamente as tensões ativas (p_a) e passiva (p_p) – deslocamentos que podem ser chamados de s_a e s_p, respectivamente. A figura 2 ilustra de forma qualitativa esse aspecto; em geral, s_a é da ordem de poucos centímetros e s_p pode chegar a decímetros.

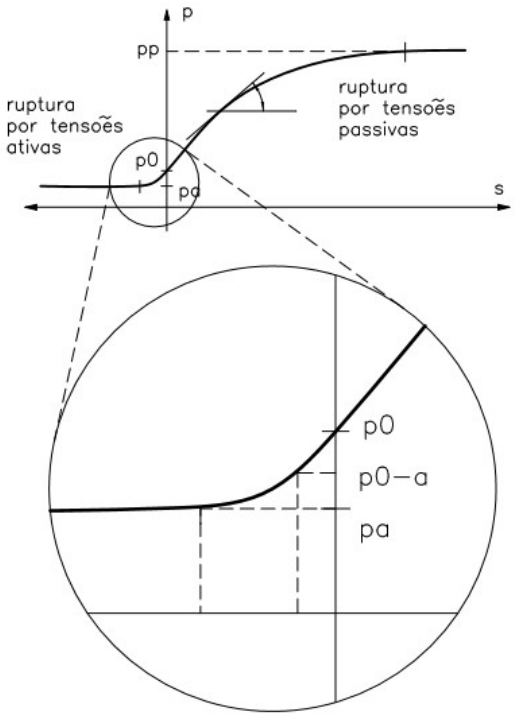
No caso particular das contenções de escavações, uma característica que pode ser usada para classificá-las é a existência ou não da ficha. Ficha é como se denomina a profundidade da penetração da contenção abaixo da cota de escavação.

Contenções de escavações sem ficha são mais comuns em valas escoradas de pequeno porte ou em obras de solo grampeado e cortinas atirantadas.

Havendo ficha na estrutura de contenção, esta pode ainda ser contínua ou descontínua. O caso aqui tratado neste artigo, de contenções com estacas prancha, apresenta ficha contínua.

Por fim, a contenção pode ter apoios superiores ou não. Esses apoios acima da cota de escavação são normalmente fornecidos por escoras ou tirantes.

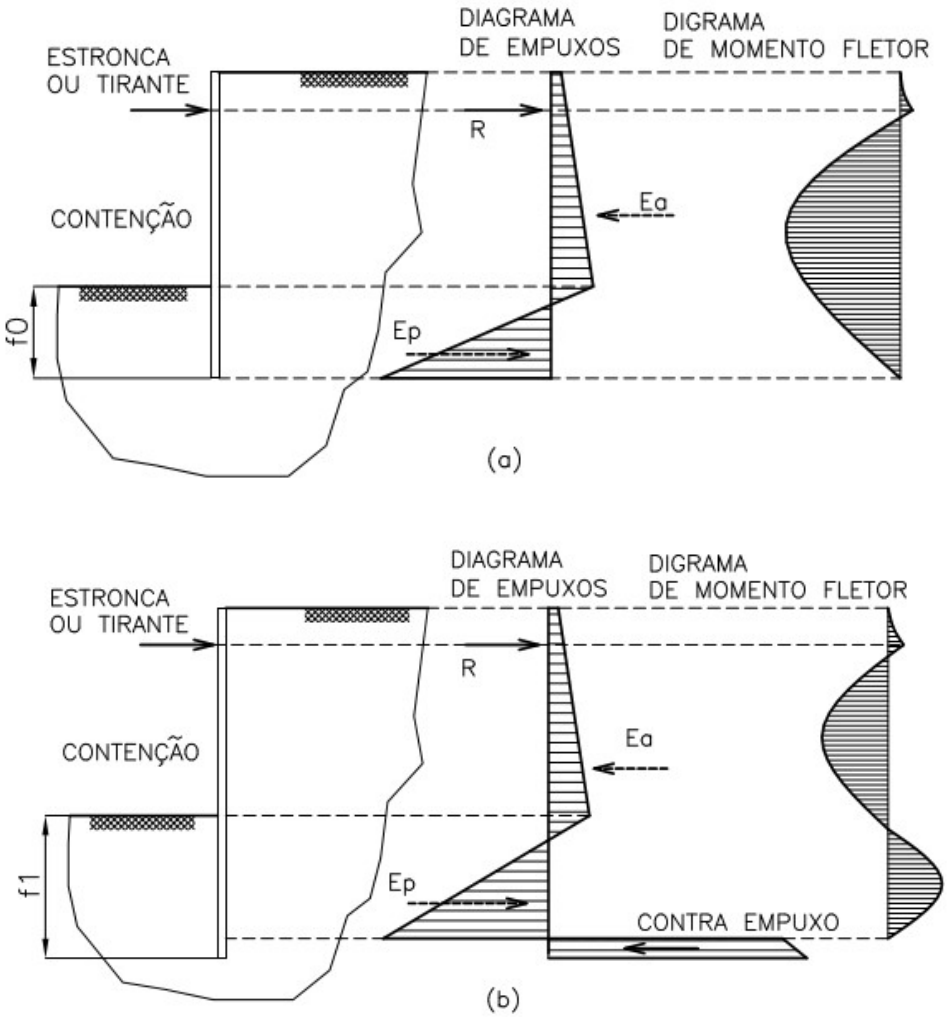
Figura 2 – Ilustração esquemática da relação entre pressões ativa e passiva com os deslocamentos s_a e s_p.



1.3 Considerações sobre o comprimento da ficha e tipo de apoio no solo

O comprimento da ficha pode ser apenas o suficiente para fornecer empuxo passivo do lado escavado. Ou, sendo maior, poderia fornecer também empuxo passivo do lado oposto – o empuxo passivo do lado oposto é usualmente denominado contra empuxo.
Nesses casos, a vinculação da estrutura de contenção com o solo abaixo da cota de escavação pode configurar apoio simples ou engastamento.
Para proporcionar engastamento perfeito, a ficha deve ser suficiente para mobilizar totalmente o contra empuxo, criando dessa forma um binário abaixo da cota de escavação. Digamos que nessa situação, a ficha terá profundidade "f_1".
Há um valor mínimo de ficha que permite a mobilização do empuxo passivo suficiente para equilibrar o carregamento, em conjunto com as forças nos apoios superiores. Digamos que, nessa situação, a ficha terá profundidade "f_o".
Dessa forma, idealizada, há dois tipos de vínculos: apoio fixo ou engaste perfeito (Figura 3).
Na estrutura engastada é de se esperar que os valores de esforços e deslocamentos sejam menores que os da estrutura com ficha mínima.
Caso a ficha seja intermediária entre "fo" e "f1" pode-se dizer que se tem engaste elástico.
Para as contenções em balanço, naturalmente deve-se sempre adotar a vinculação correspondente ao engaste perfeito. Para as estruturas com apoios na parte superior o vínculo inferior não precisa ser um engaste.

Figura 3 – Diagramas de tensões e de momentos fletores para duas vinculações com o solo abaixo da escavação, idealizadas de acordo com a ficha: (a) apoio simples: f = f_o; (b) engaste perfeito: f = f_1.



1.4 Cálculo da ficha

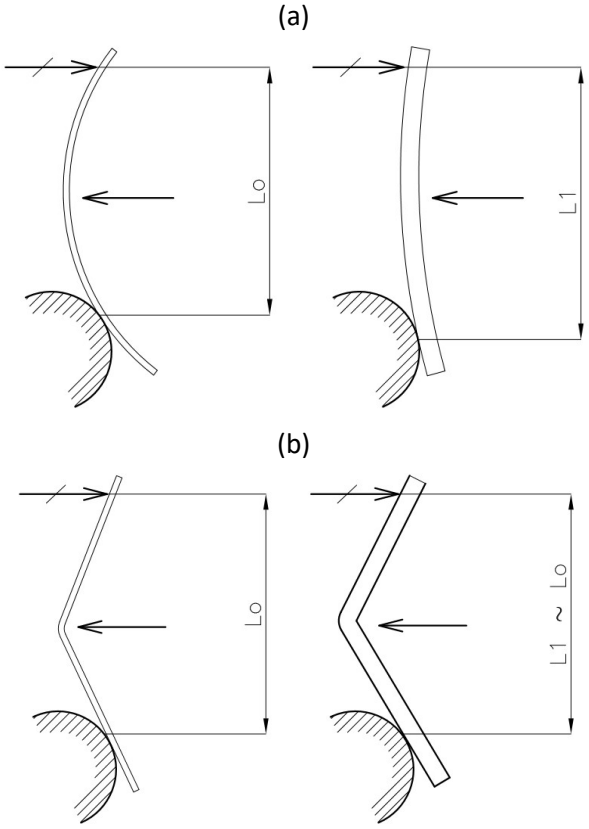
As profundidades "f_o" e "f_1" são definidas por iterações. No início de um projeto é interessante que seja feita uma estimativa desses dois valores. Para a estrutura em balanço ou com um nível de apoio superior e ficha mínima, o cálculo é isostático. Estruturas com vários níveis de apoios (estroncas ou tirantes) são hiperestáticas, devendo ser resolvidas por tentativas.

Porém, é importante observar que, como há interação entre a estrutura e o maciço, a formação de um engaste perfeito ou mesmo elástico na base depende da relação entre rigidezes do maciço e da estrutura. Ou seja, não é uma mera questão geométrica relacionada ao comprimento da ficha, como as definições acima podem fazer supor.

De forma geral, sendo a estrutura muito mais rígida que o solo, é mais comum verificar-se a formação de apoio simples nas estruturas escoradas usuais formadas por paredes diafragma, estacões ou estacas prancha. Apenas em situações de vãos muito grandes e de estrutura de

contenção muito flexível é que conseguem alcançar as condições de obter um engaste perfeito ou mesmo um engaste elástico [2].
Uma analogia interessante sobre essa questão é apresentada em [3] e reproduzida abaixo na Figura 4. A analogia consiste em imaginar o apoio inferior, fornecido pelo solo, como sendo um cilindro rígido.
Considera-se a situação de duas vigas de igual resistência, porém com rigidezes diferentes, submetidas a um mesmo carregamento. O apoio superior é pontual enquanto o inferior é um cilindro, sendo ambos supostos indeformáveis.
Observa-se que, para as condições em serviço, a viga flexível "busca apoio" em um ponto acima do centro do cilindro, devido à sua deformação. A viga rígida, por sua vez, encontra apoio em um ponto muito próximo do centro do cilindro. Dessa forma, os vãos Lo e L1, são diferentes.
Por outro lado, a comparação no Estado Limite Último indica que as vigas teriam mesmo vão. Isso porque, ao se atingir o momento de colapso, as rigidezes das vigas se igualam – lembrar que ambas têm a mesma resistência, apenas as rigidezes são diferentes.

Figura 4 – Analogia de Rowe [3]: (a) situação em serviço; (b) ELU.



2 MATERIAIS E MÉTODOS

As características específicas das estruturas de contenção de escavações profundas escoradas tornam a análise teórica dessas obras muito complexa. Os primeiros métodos teóricos desenvolvidos após observações de obras executadas consistiam em aplicar carregamentos determinados de forma empírica. Atualmente é possível elaborar modelos que considerem de

forma mais realista a interação entre solo e estrutura. Porém, ainda há muitas dúvidas relacionadas aos modelos teóricos disponíveis. Pensando nisso, neste artigo são feitos estudos de análise estrutural com diferentes métodos visando uma discussão de aspectos considerados importantes para um projeto eficiente de estruturas de contenção de escavações com elementos de aço.
Serão empregados os seguintes métodos:

- Modelo de viga equivalente, com carregamentos auto equilibrados;
- Modelos de viga sobre base elástica;
- Método dos elementos finitos;

Os modelos de viga equivalente são elaborados considerando o elemento estrutural da contenção como sendo uma viga que pode ser engastada ou simplesmente apoiada no solo. Os carregamentos são definidos como sendo empuxos calculados com a teoria clássica da mecânica dos solos. Para levar em conta os efeitos de redistribuição das tensões ativas – ou arqueamento – o diagrama "hidrostático" será transformado em carregamento uniforme, preservando o valor do empuxo. Os apoios serão considerados como apoios fixos na horizontal e o comprimento da viga é definido, em cada fase, como a soma entre a profundidade escavada naquela fase e a ficha mínima – f_o ou f_1, conforme o caso. Para considerar os efeitos da sequência executiva, no modelo de viga equivalente foram analisadas cinco situações, 1, 2a, 2b, 3a e 3b, a saber:

- Viga em balanço, engastada na ficha;
- Viga com um apoio superior e apoio fixo na ficha (free earth support);
- Viga com um apoio superior e engaste na ficha (fixed earth support);
- Viga com três apoios superiores e engaste ou apoio fixo na ficha (free earth support);
- Viga com três apoios superiores e engaste ou apoio fixo na ficha (fixed earth support);

O modelo de viga sobre base elástica foi feito considerando-se quatro fases de execução conforme figura 5b. As molas foram definidas a partir de k = 30.000 kN/m², mas não tiveram efeito pois virtualmente todas apresentaram plastificação. Os empuxos ativos foram mantidos com distribuição triangular.
O método dos elementos finitos foi aplicado com uso do software Plaxis 2D versão 8.4 "Introductory version". A estrutura de contenção foi modelada como barra, admitindo-se comportamento elástico. O solo foi modelado com elementos planos, admitindo estado plano de deformação e comportamento elasto-plástico com envoltória de Mohr-Coulomb. Essa inconsistência geométrica de combinar em um mesmo modelo elementos de barra – unidimensionais – e elementos bidimensionais, tem sido encarada como aceitável e traz maiores problemas em casos específicos tais como a análise de uma placa circular apoiada no solo, em que os momentos circunferenciais na placa resultam desconhecidos.
A análise foi feita considerando uma escavação com 12,0 m de profundidade e com as seguintes características:

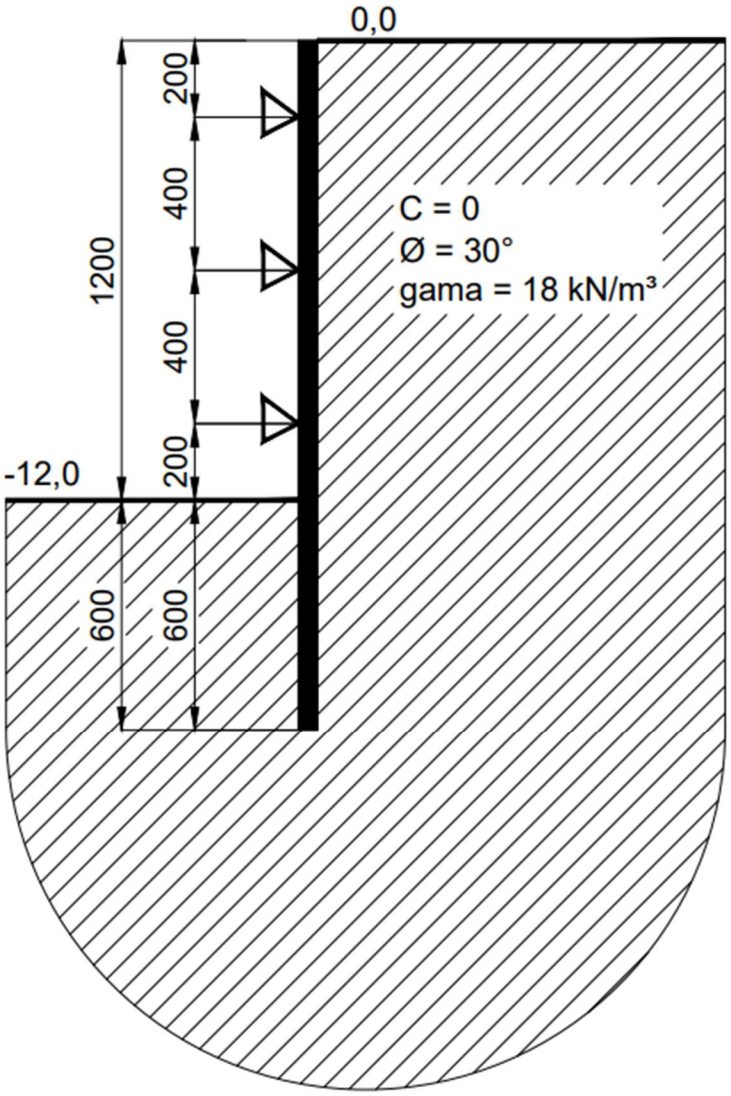
- Solo não coesivo, com os seguintes parâmetros e considerações:
  - Situação drenada;
  - E = 40.000 kPa; v = 0,3;
  - c´ = 0 (no modelo de elementos finitos, c´ = 1 kPa, para evitar problemas numéricos);
  - γ' = 18 kN/m³;

- φ' = 30°;
- δ' = 0 (no modelo de elementos finitos, a interface foi considerada com fator de rigidez 0,1);

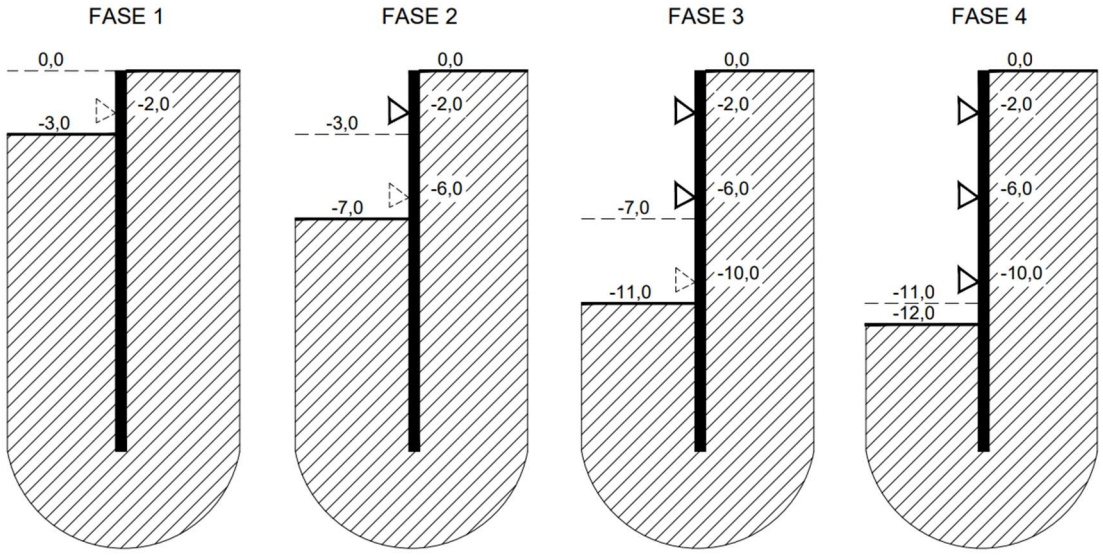
- A viga foi representada no modelo com 18 m de comprimento, valor que foi determinando acrescendo um valor médio entre f_o e f_1 à profundidade de escavação;
- Três apoios, e escavação em fases conforme esquema da figura 5, cujas definições foram feitas com base no modelo de viga com carregamento auto equilibrado.

Figura 5 – Definições para os modelos: (a) geometria; (b) fases de execução (medidas em centímetros e cotas de nível em metros)

(a)



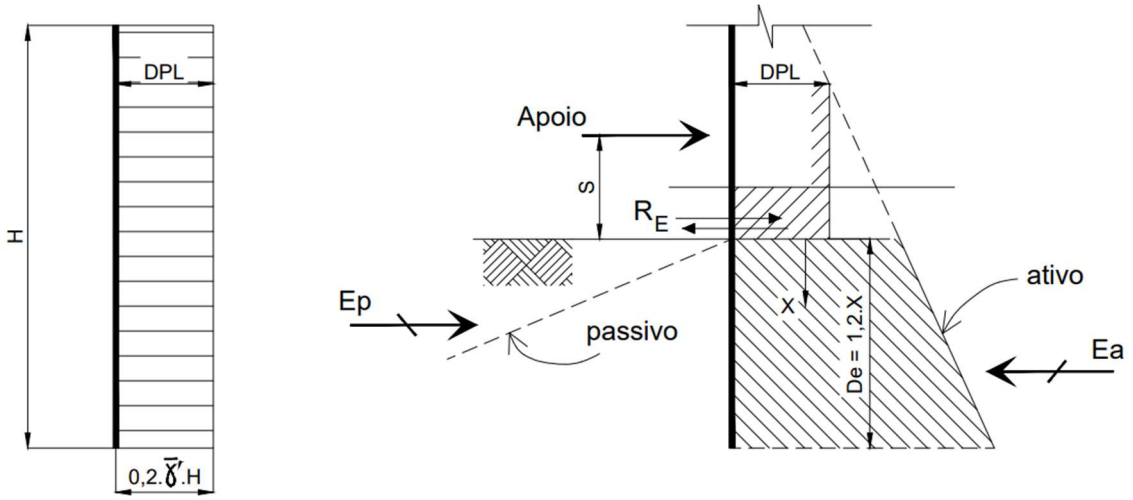
(b)



Não foi considerado sobrecarga na superfície haja vista que os objetivos deste trabalho são mais relacionados a avaliação dos empuxos de terra propriamente ditos. Da mesma forma, não foi considerada a existência de água no subsolo.
Por fim, na figura 6 apresentam-se as considerações apresentadas por Twine & Roscoe (1999) para determinação de forças nas estroncas e ficha mínima.

Figura 6 – Carga distribuída para determinação de forças em apoios de contenções escoradas, conforme Twine & Roscoe (1999): (a) DPL (*distributed prop load*); (b) procedimento proposto por Goldberg et al, 1976, apud Twine & Roscoe (1999)

(a) (b)

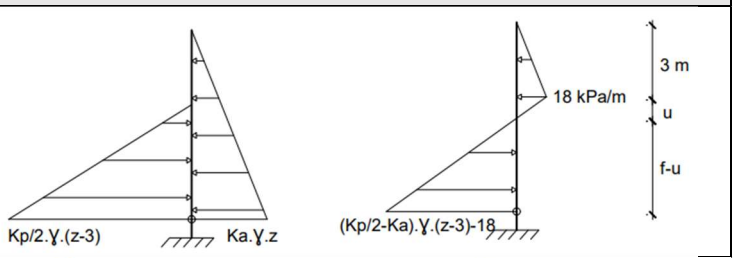
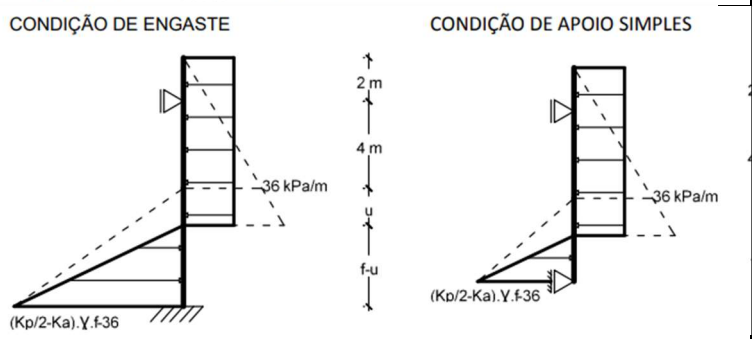
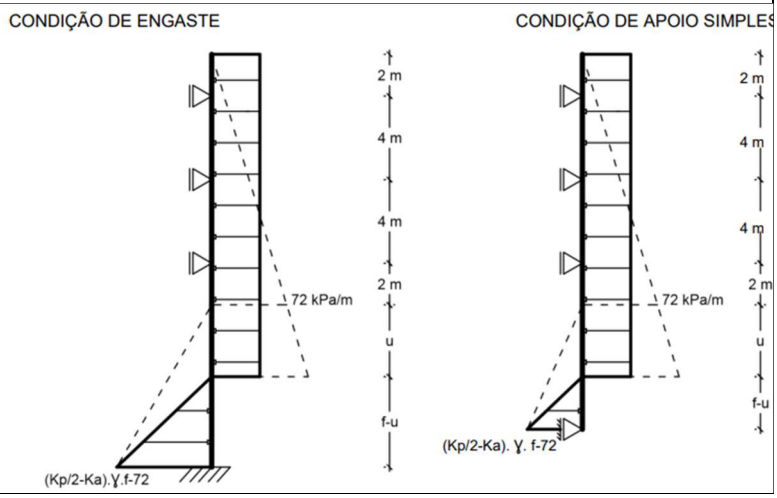


3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Cálculo de fichas com modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado

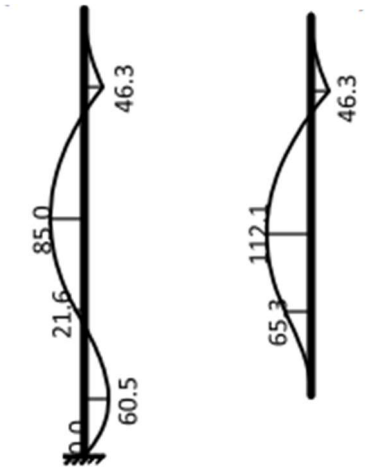
Na tabela 1 apresentam-se as considerações de empuxos de terra para o modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado. Podem-se observar as expressões para as tensões ativa e passiva consideradas incluindo a retificação do diagrama de ativo, que se estendeu até a profundidade em que as tensões, ativa e passiva, se anulam (**u)**.

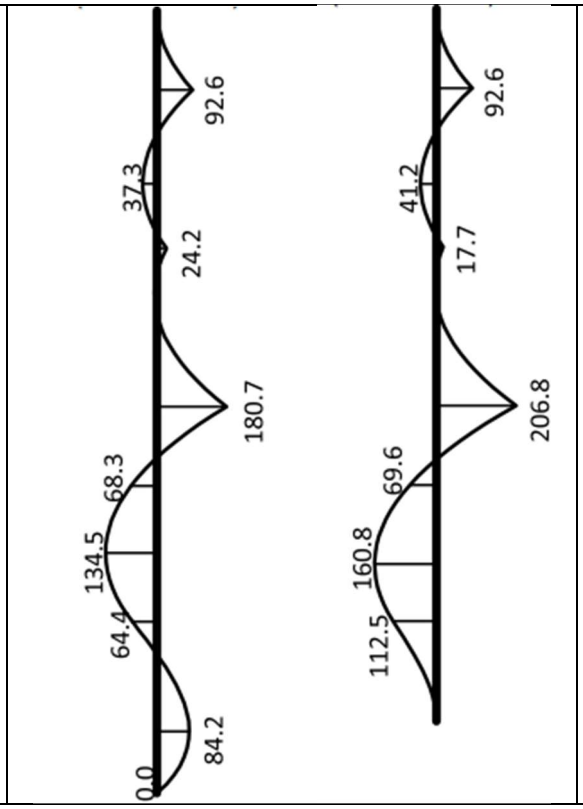
Tabela 1 – Casos analisados como modelo de viga equivalente (figuras sem escala)

CASO	DESC.	TENSÕES ATIVAS E PASSIVAS
1	Escavação com profundidade de 3,00 m. Contenção em balanço.	
2	Escavação com profundidade de 6,00 m. Contenção com um nível de apoio superior. Diagrama de ativo “retificado”.	
3	Escavação com profundidade de 12,00 m. Contenção com três níveis de apoio superiores. Diagrama de ativo “retificado”.	

Na tabela 2 apresenta o valor de **u** (m), que corresponde à profundidade em que as tensões, ativa e passiva, se anulam. Apresentam-se ainda os valores encontrados para a ficha mínima em cada situação analisada. Por fim, são representados ainda os diagramas de momento fletor na viga e as reações de apoio correspondentes.

Tabela 2 – Resultados dos modelos de viga

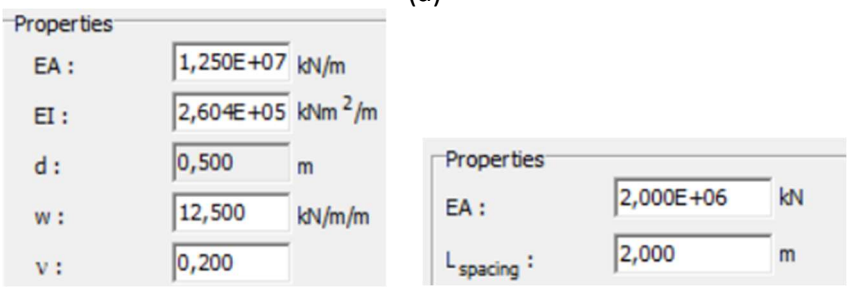
CASO	Prof. Onde as tensões se anulam (u)	Ficha mínima (f_1 / f_o)	Diagrama de momentos na viga (kN.m/m)	Reação no apoio superior (kN/m)
1	0,86 m	5,36 m		---
2ª	1,71 m	Para engaste f_1 = 6,17 m		F_{apoio1} = 124,2
2b		Para apoio simples f_o = 3,82 m		F_{apoio1} = 131,9
3a	3,43 m	- Para engaste f_1 = 8,63 m		F_{apoio1} = 202,2 F_{apoio2} = 129,0 F_{apoio3} = 302,5

3b		Para apoio simples f_o = 5,95 m		F_{apoio1} = 203,9 F_{apoio2} = 119,2 F_{apoio3} = 324,3

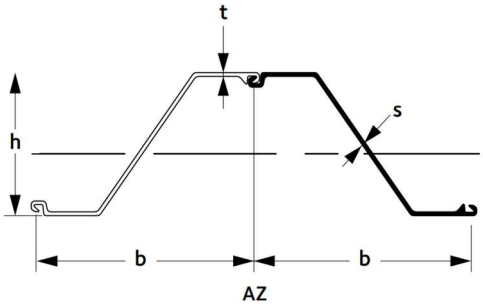
Os resultados de análises mostradas nas tabelas 1 e 2 permitem uma primeira estimativa dos esforços nos apoios e dos momentos fletores na viga. Tais resultados são importantes para um correto pré-dimensionamento dos elementos. Dessa forma serão escolhidos vigas e apoios, elásticos, com as seguintes propriedades, respectivamente (figura 7):

Figura 7 – Propriedades da viga e dos apoios para os modelos: (a) valores numéricos; (b) seção considerada para a viga conforme

(a)



(b)



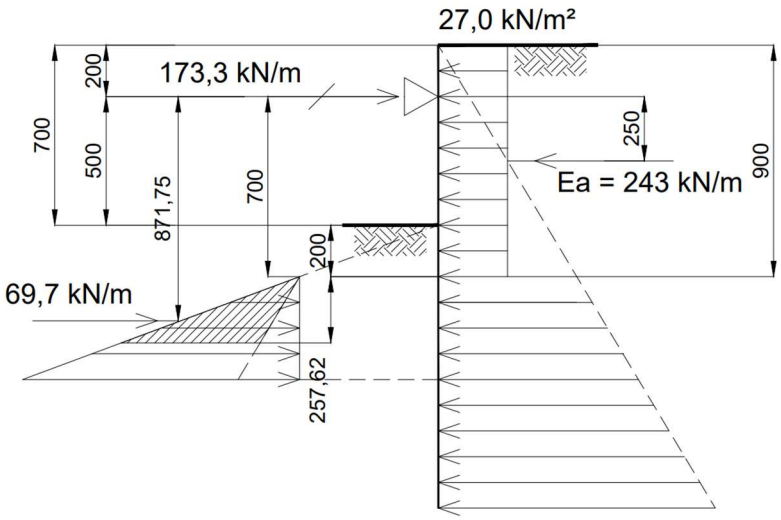
Perfil	Largura		Altura	Espessura		Área seção transversal	Peso		Momento de inércia	Módulo flexão elástico	Momento estático	Módulo de seção plástico
	Simples b (mm)	Duplas b+b (mm)	h (mm)	Flange t (mm)	Alma s (mm)	(cm²/m)	Estaca (kg/m)	Parede (kg/m²)	(cm⁴/m)	(cm³/m)	(cm³/m)	(cm³/m)
AZ 26-700	700	1400	460	12.2	12.2	187	102.9	147	59720	2600	1535	3070

Fonte: Arcelor Mittal / Projects Central & South America – Soluções para fundações e contenções: tabelas de estacas-prancha laminadas a quente

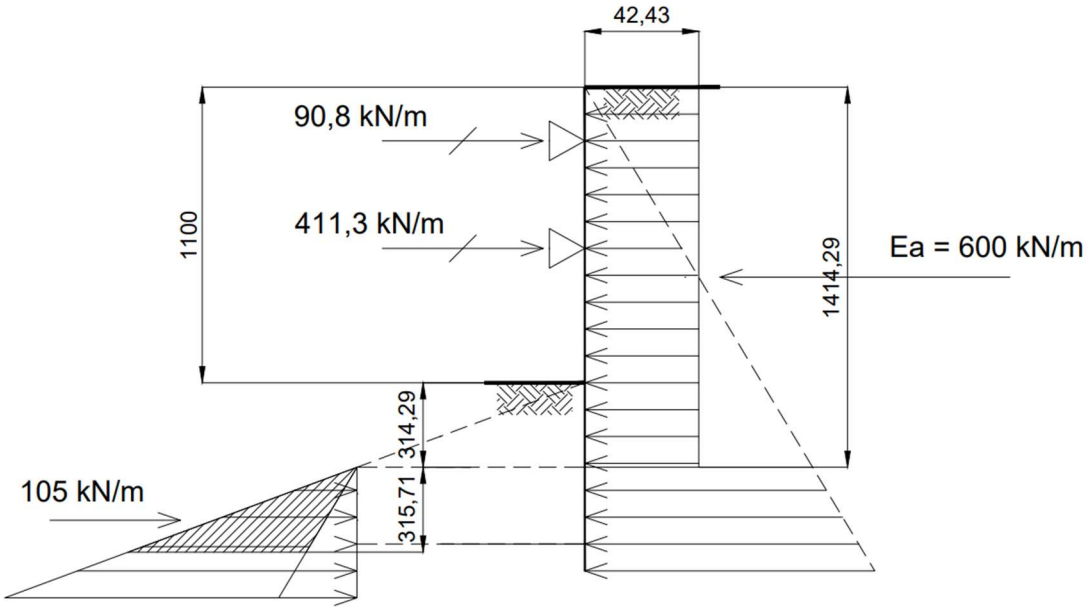
No modelo de viga feito inicialmente os apoios são fixos e os empuxos são aplicados como carregamentos idealizados, logo os resultados iniciais para pré-dimensionamento não variam com as rigidezes dos apoios e da própria viga (que tem inércia constante).
Nos modelos apresentados no próximo item esses dados são importantes e influenciam os resultados.
Antes de seguir, convém apresentar dois últimos resultados de análise que reproduzem melhor as fases 2 e 3 (figura 8). O objetivo é ilustrar que a força nos apoios superiores aumenta quando se considera a escavação até 1,00 m abaixo do apoio imediatamente abaixo. Esse refinamento é importante para definir de forma adequada o número de fases executivas e as características principais dessas fases a considerar nos modelos mais refinados.
Ou seja, o cálculo com a viga equivalente permite que se planeje melhor um modelo evolutivo. O modelo de elementos finitos é evolutivo. O modelo de viga sobre base elástica aqui empregado, embora não seja evolutivo, será calculado buscando-se representar as várias fases de modo a permitir o traçado de uma envoltória.

Figura 8 – Resultados de reações nos apoios nas fases 2 e 3 (medidas em centímetros): (a) força no apoio superior na fase 2 com retificação do empuxo ativo; (b) idem, na fase 3.

(a) – F_{apoio1} = 173,3 kN/m



(b) – F_{apoio2} = 411,3 kN/m



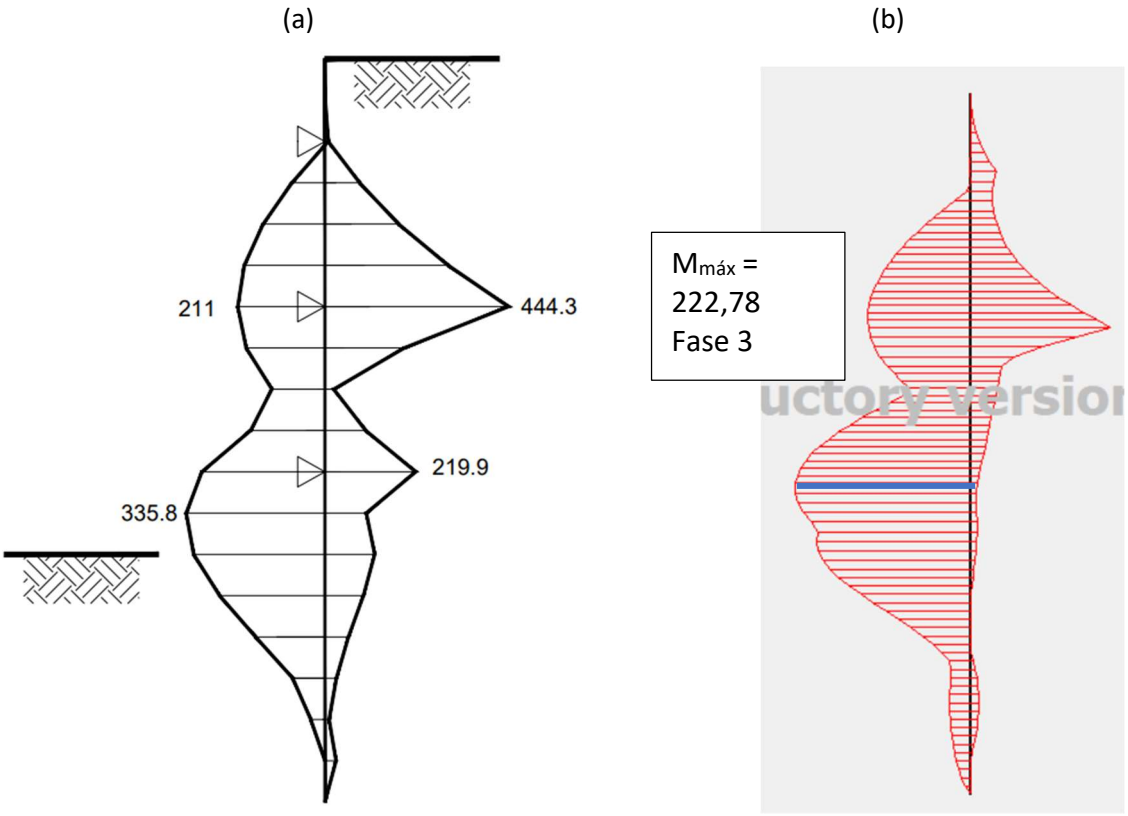
Observa-se, com base nos resultados da figura 8a, que pôde ser determinada reação de apoio maior no primeiro apoio, em relação ao que foi apresentado na tabela 2 – casos 2a e 2b. E a figura 8b permite avaliar a força máxima no segundo apoio, que não aparece em nenhum dos casos da tabela 2.

3.2 Resultados dos modelos de vigas sobre base elástica e modelo de elementos finitos

3.2.1 Momentos na viga

Na figura 9 apresenta-se comparação entre os diagramas de momento fletor obtidos com o modelo de viga sobre base elástica e os modelos de elementos finitos (Plaxis 2D). Observa-se que os resultados do modelo de viga são bastante superiores, o que será discutido a seguir.

Figura 9 – Comparação entre os diagramas de momento fletor obtidos com o modelo de viga sobre base elástica e o modelo de elementos finitos (kN.m/m)

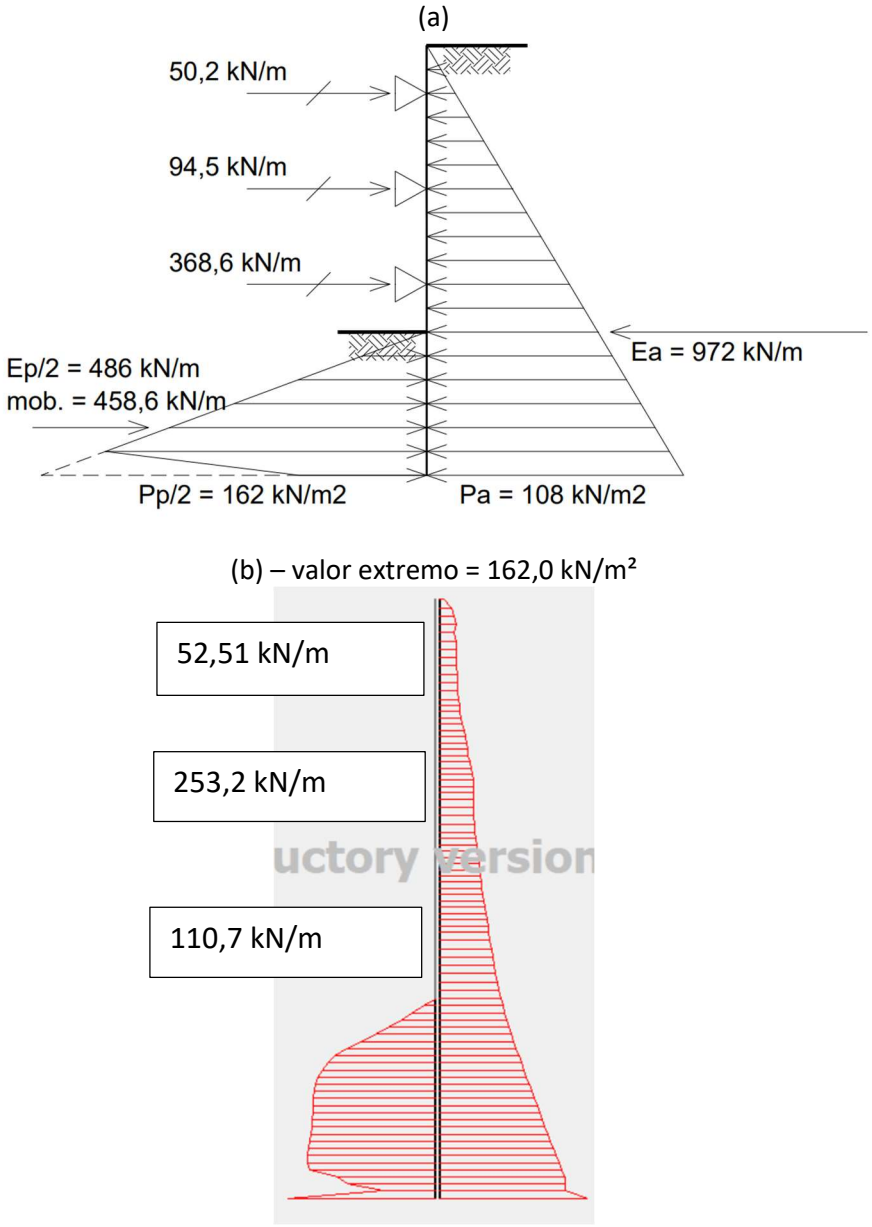


Na figura 10, apresentam-se os diagramas de tensões normais efetivas na interface entre o solo e a estrutura obtidos com os dois modelos, na última fase de escavação.

No modelo de vigas sobre base elástica os empuxos são aplicados com valores pré-determinados (modelo de ações impostas), enquanto no modelo de elementos finitos os empuxos são decorrentes da análise (modelo de ações espontâneas).

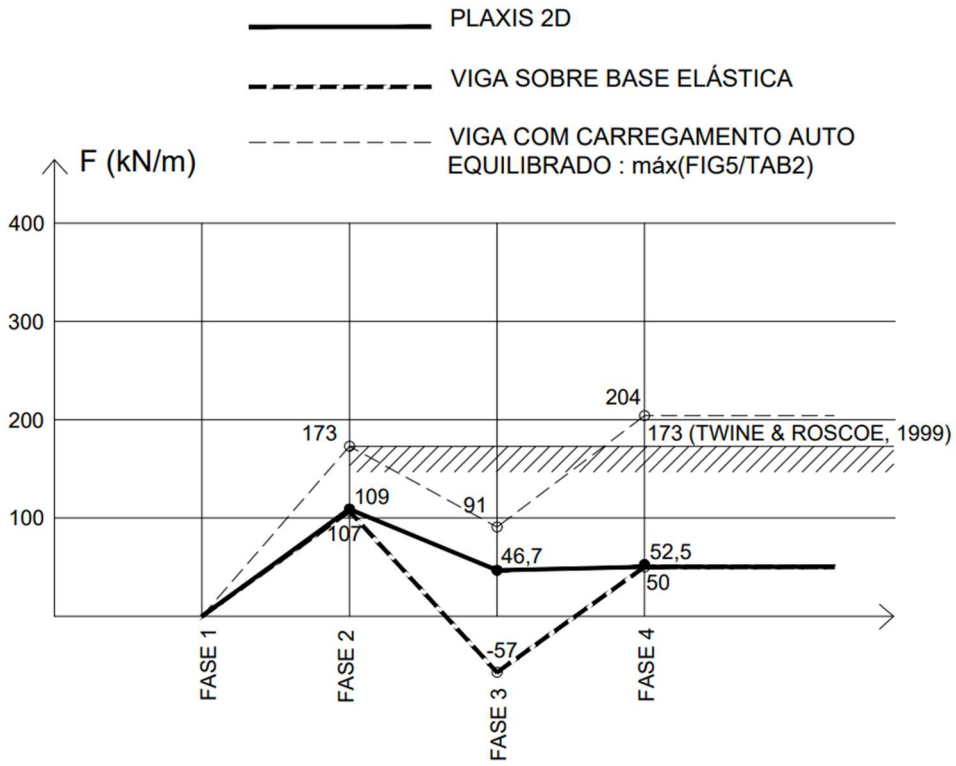
É possível observar que a distribuição dos empuxos varia de maneira não uniforme no modelo de elementos finitos, havendo maiores concentrações de tensões próximo aos apoios.

Figura 10 – Diagramas de empuxo e reações nos apoios na fase 4: (a) considerado no modelo de viga; (b) resultante do processamento do modelo de elementos finitos.

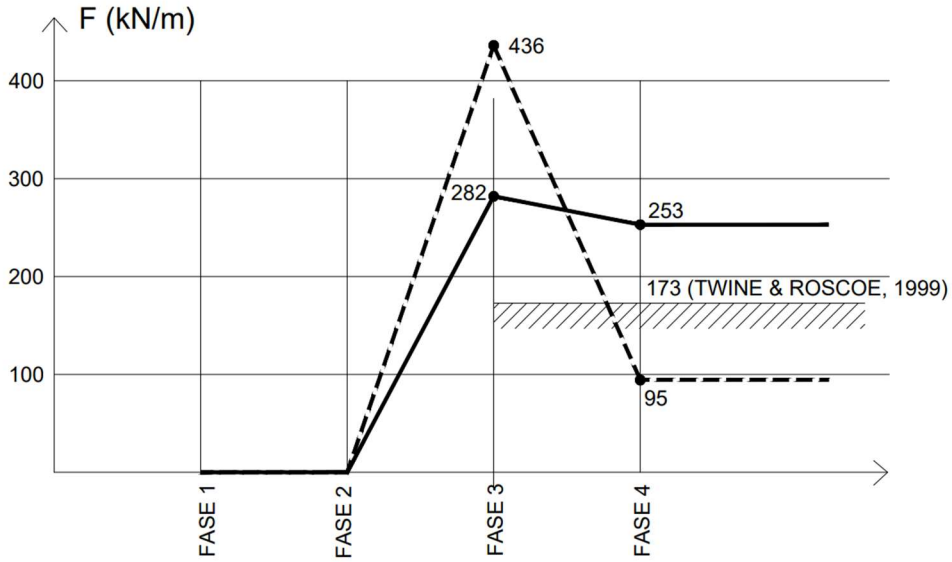


É interessante avaliar ainda as reações máximas nos apoios, obtidas com os modelos elaborados, as quais são apresentadas na figura 11, para os modelos de viga e o modelo de elementos finitos. Na figura 11 indicam-se ainda os apoios em que o modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado apresentou maiores valores de reação; isso decorre principalmente da "retificação" do diagrama de esforços considerada no modelo de viga equivalente. Por fim, na figura 11 são apresentadas ainda as reações encontradas com o procedimento de Twine e Roscoe (1999).

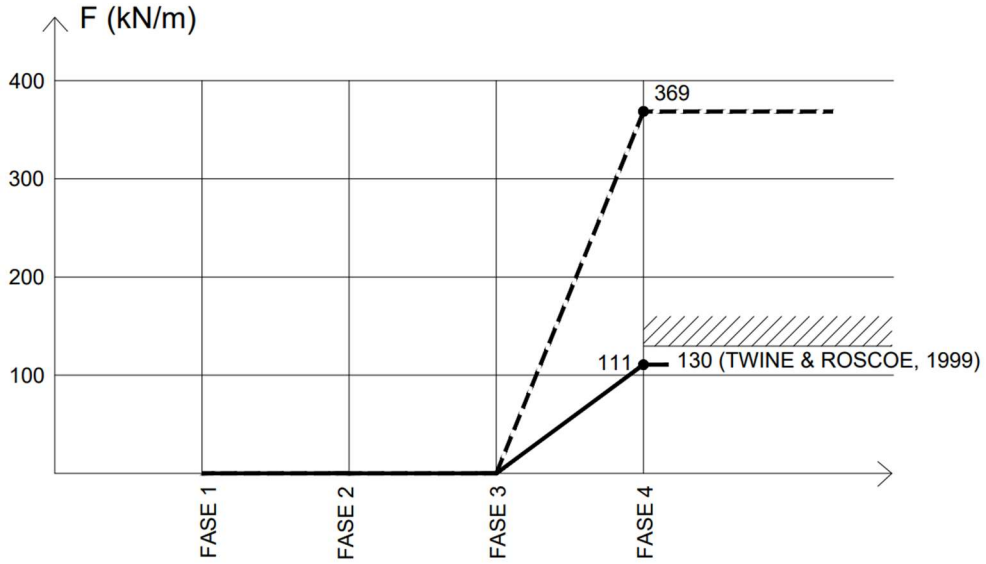
Figura 11 – Esforços nos apoios obtidos com os três modelos:
(a) – APOIO 1 e definições



(b) – APOIO 2



(c) – APOIO 3



Para cálculo dos esforços nos apoios com uso da metodologia apresentada por Twine & Roscoe (1999), foram usadas as definições da figura 6, e encontrou-se um carregamento uniforme (DPL) de 43,2 kN/m² sobre a estrutura de contenção, distribuídos na altura de escavação, ou seja, em 12,0 m.
A partir desse carregamento distribuído, podem ser calculados, por faixa de influência, os seguintes resultados de forças nos apoios:

- F_1 = 43,2 x 4 = 172,8 kN/m;
- F_2 = 43,2 x 4 = 172,8 kN/m;
- F_3 = 43,2 x 3 = 129,6 kN/m;

Tais resultados corroboram o que é descrito em Tschebotarioff (1978) e o que é dito em Twine & Roscoe (1999) de que, apesar de poder subestimar os esforços nos apoios superiores, em alguns casos, métodos analíticos podem conduzir a resultados de forças nos demais apoios da contenção muito superiores aos verificados na prática quando se efetuam medições das forças em campo.

4 CONCLUSÃO

Apresentaram-se resultados de análise de uma cortina de estaca prancha para escavação em solo arenoso, considerando empuxos produzidos apenas pelo peso do solo contido. O objetivo principal foi avaliar os resultados obtidos por métodos de cálculo correntes atualmente. Foram considerados modelos de viga equivalente, de viga sobre base elástica e modelo baseado no método dos elementos finitos, com emprego do software Plaxis 2D.
A partir dos resultados apresentados, pode-se concluir que:

- O modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado é essencial para a fase inicial do projeto, por ser um modelo que depende de menos parâmetros. Dessa forma, é possível fazer as definições básicas da estrutura nessa fase em que ainda está sendo concebido o método construtivo e estudados os parâmetros geotécnicos;

- A uniformização do empuxo ativo – usualmente denominada retificação – é importante e simples de aplicar no modelo de viga equivalente. Observou-se que a retificação sendo estendida até a profundidade **u** onde as tensões se anulam, fornece bons resultados de esforços nos apoios;
- O modelo de viga sobre base elástica com diagrama de tensões ativas "hidrostático" é mais simples de ser empregado e permite boa avaliação dos esforços na viga, apresentando, porém, esforços muito elevados quando se compara com o modelo de elementos finitos. A razão para essa divergência está associada com a idealização feita para o carregamento. Observa-se que a não uniformidade do diagrama de empuxos verificada no modelo de elementos finitos é marcada por tensões mais elevadas nas imediações dos apoios da contenção;
- O emprego de carregamentos definidos com método empírico, conforme proposto por Twine & Roscoe (1999), é importante e deve ser empregado para auxiliar na avaliação dos esforços nos apoios;

Diante do exposto, o projeto de contenções escoradas deve ser feito com atenção a esses aspectos aqui comentados, haja vista que não há um método que considere de forma adequada todos os aspectos importantes de interação entre o solo e a estrutura.
O caso aqui analisado tem características específicas e seus resultados não devem ser extrapolados pois foram decorrentes de uma série de considerações que podem não se aplicar a uma contenção envolvendo interação entre solo e estrutura com características de rigidez e resistência diferentes das aqui empregadas. Porém, entende-se que, considerando-se as características adequadas do solo e da estrutura, a metodologia aqui empregada pode ajudar a elaborar um projeto eficiente.

Agradecimentos

O autor gostaria de agradecer à engenheira Maria Clara Rios Araújo, que elaborou, processou e analisou os cálculos e resultados do modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado apresentados neste trabalho.

REFERÊNCIAS

1 Twine, D.; Roscoe, H. Temporary propping of deep excavations – guidance on design. CIRIA Publication C517, 1999.

2 Smoltkzyc, U. *Geotechnical engineering handbook* – v. 3. Berlin: Ernst and Sohn, 2003.

3 Winterkorn, H. F. *Foundation engineering handbook*. London: Van Nostrand Reinhold, 1975.

4 Tschebotarioff, G. P. Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil; 1978.

5 Plaxis 2D – Finite element code for soil and rock analysis. Version 8 – Introductory version. Plaxis BV (2006).

Tema: estrutura de aço

VELÓDROMO DE SAN JUAN

Ing. Jose Gomez[1]
Ing. Manuel Lucciano Müller[2]
Ing. Javier I. Perez[3]
Ing. Ezequiel M. Rigiardi[4]
Ing. Hector M. Ruffo[5]

Resumen
En este reporte se resume el desarrollo de la ingeniería estructural y la posterior ejecución de la cubierta del nuevo velódromo de la provincia de San Juan en Argentina, que fue íntegramente realizada por la empresa Cinter, con base en Santa Fe.

La planta del edificio tiene forma de óvalo con un diámetro mayor de 140 metros y un diámetro menor de 115 metros. La cubierta tiene doble curvatura y la altura útil máxima del edificio es de aproximadamente 23 metros. Solo existen columnas en el perímetro del edificio y alcanzan los 30 metros de altura.

El diseño de esta estructura, materializada en acero, plantea un gran desafío por las grandes luces libres y su geometría particular. Se presentará el enfoque para el diseño estructural con especial énfasis en el análisis de la secuencia de montaje y se mostrarán los avances que tiene la construcción en el sitio.

El montaje de esta estructura es uno de los hitos más relevantes, se montaron módulos pre-armados de cubierta de hasta 140 toneladas de peso con vigas reticuladas de hasta 9 metros de canto en su sección central. Se realizó un análisis no lineal por etapas del montaje de la estructura y del desmontaje de los apoyos provisorios para considerar los esfuerzos adicionales que puedan aparecer en etapas intermedias.

Palabras clave: Velódromo; Grandes luces libres; Análisis de la secuencia de montaje; Módulos pre-armados de cubierta

VELÓDROMO DE SAN JUAN

Resumo
Este relatório resume o projeto estrutural e a posterior execução da cobertura do novo velódromo na província de San Juan, na Argentina, que foi realizada integralmente pela empresa Cinter, com sede em Santa Fé.

A planta do edifício é oval com o eixo maior medindo 140 metros e o eixo menor medindo 115 metros. A cobertura tem dupla curvatura e a altura útil máxima do edifício é de aproximadamente 23 metros.
Existem pilares apenas no perímetro do edifício, e elas atingem 30 metros de altura.

O desenho desta estrutura, materializada em aço, constitui um grande desafio devido aos grandes vãos livres e à sua geometria particular. A abordagem do projeto estrutural é apresentada com especial ênfase na análise da sequência de montagem e será mostrado o andamento da construção no local.

A construção dessa estrutura é um dos feitos mais relevantes. Módulos de cobertura pré-montados com peso de até 140 toneladas foram montados com vigas treliçadas de até 9 metros de altura em sua seção central. Foi realizada uma análise não linear por etapas de montagem da estrutura e desmontagem dos apoios provisórios para considerar os esforços adicionais que podem surgir em etapas intermediárias.

Palavras-chave: Velódromo; Grandes vãos livres; Análise da sequência de montagem; Módulos de cobertura pré-montados

[1] Universidade Tecnológica Nacional FRSF, Engenheiro Mecânico, Engenheiro estrutural, Engenharia, CINTER SRL, Santa Fe, provincia de Santa Fe, Argentina.
[2] Universidade Tecnológica Nacional FRSF, Engenheiro Civil, Engenheiro estrutural, Engenharia, CINTER SRL, Santa Fe, provincia de Santa Fe, Argentina.
[3] Universidade Tecnológica Nacional FRSF, Engenheiro Civil, Engenheiro estrutural, Engenharia, CINTER SRL, Santa Fe, provincia de Santa Fe, Argentina.
[4] Universidade Tecnológica Nacional FRSF, Engenheiro Civil, Engenheiro estrutural, Engenharia, CINTER SRL, Santa Fe, provincia de Santa Fe, Argentina.
[5] Universidade Nacional de Córdoba, Engenheiro Civil, Engenheiro estrutural, Engenharia, CINTER SRL, Santa Fe, provincia de Santa Fe, Argentina.

1 INTRODUCCIÓN

En este informe se desarrollará en detalle la estructura correspondiente al Velódromo de San Juan, su proceso de diseño estructural, cálculo, planificación de montaje, detallamiento y fabricación.

Se trata de una obra de gran envergadura que tuvo lugar en la ciudad de San Juan, planteada por su gobierno provincial y cuya estructura metálica fue llevada a cabo por la empresa CINTER S.R.L. de la ciudad de Santa Fe, Argentina.

El proyecto surge a partir del auge del ciclismo en la zona, teniendo como objetivo plantear un espacio para su práctica bajo cualquier condición climática, resultando un hito a nivel sudamericano, siendo el velódromo más grande del continente. El edificio se encontraba dentro de un master plan que proyectaba una futura ciudad deportiva.

El proyecto tenía como premisas iniciales una geometría en planta de sección ovalada, con un eje de columnas en el perímetro exterior de 144,00m de diámetro mayor por 117,00m de diámetro menor, generando una superficie de aprox. 15.000m2, con una altura libre de 15,00m bajo vigas. La cubierta metálica es una cascara para albergar la pista de ciclismo de madera (de origen finlandés) y las tribunas, con una capacidad de 6000 personas sentadas. Como en todo proyecto arquitectónico, la visual resulta ser primordial y la imagen pensada en este caso se representaba mediante columnas circulares de diámetro 1,20m en forma de A, “perforando” la cubierta y encontrándose en punta a una altura de 31,00m. Desde sus extremos superiores se pensó en un emparrillado de cables tensores que dieran parte del apoyo a la cubierta en el sector central. (Figura 1)

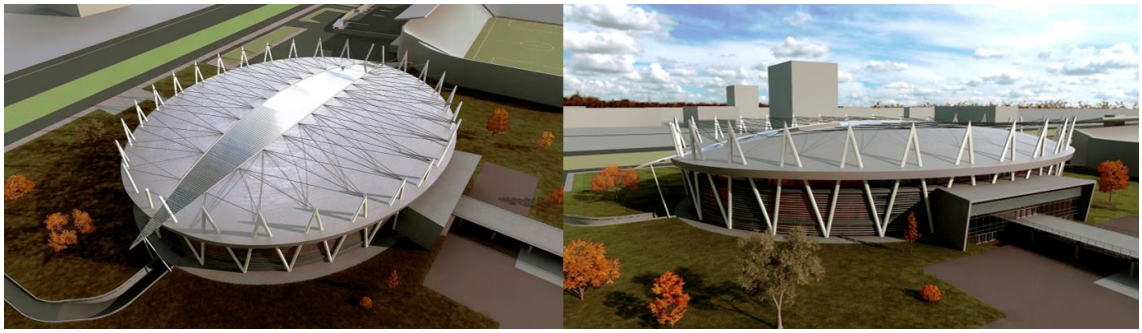


Figura 1. Imagen global del velódromo en etapa de proyecto

Sobre la cumbrera se solicitó una raja en forma de “ojo” que pudiera materializarse mediante una cubierta traslucida para aprovechar en el día la iluminación natural.

El proyecto completo incluía toda la obra civil de tribunas, fundaciones y accesos, junto con estructuras metálicas anexas, como fueron la gran marquesina de acceso principal, la plataforma y escaleras para ingresar a la misma, los accesos secundarios, salidas y escaleras de emergencia, pasarelas de servicio e iluminación interior, etc., así como la totalidad de las instalaciones del predio y la materialización de la cubierta y cerramientos. (Figura 2)

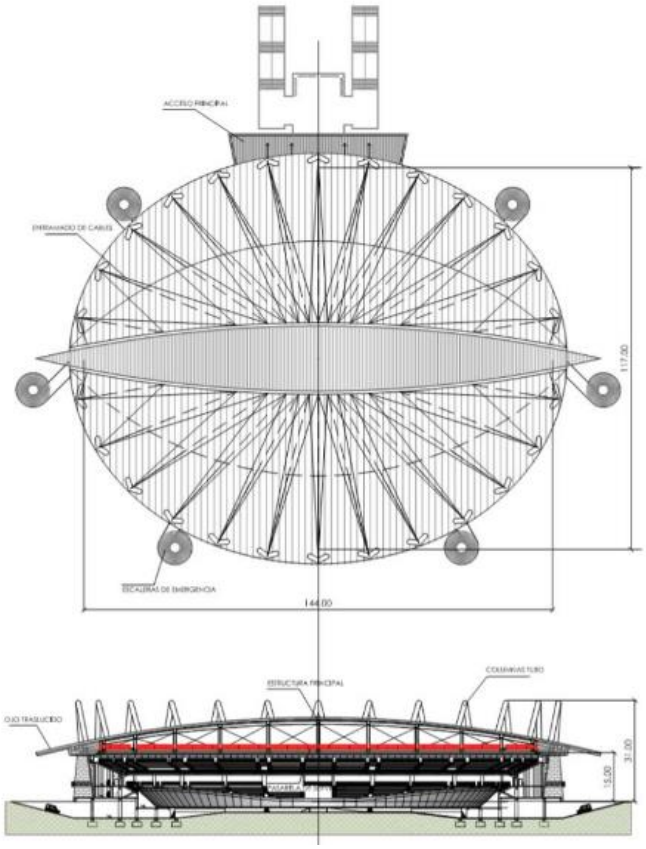


Figura 2. Imagenes previas del proyecto de pliego

2 MATERIALES Y MÉTODOS

Para la realización de este proyecto se emplearon normativas nacionales e Internacionales aplicables a estructuras metálicas:

- ✓ CIRSOC 101: Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios.
- ✓ CIRSOC 102: Sismo
- ✓ CIRSOC 103: Acción de la nieve y el hielo sobre las construcciones
- ✓ CIRSOC 104: Acción térmica climática sobre las construcciones
- ✓ CIRSOC 107: Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios.
- ✓ CIRSOC 301: Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio.
- ✓ CIRSOC 302: Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero
- ✓ CIRSOC 303: Estructuras livianas de acero.
- ✓ ASCE-SEI 7: Minimun Design Loads for Buildings and other Structures
- ✓ AISI 2001: Cold formed steel design manual.
- ✓ AISC 360-05: American Institute of Steel Construction; 9th Edition

Los materiales empleados fueron:

- *Chapas para perfiles electrosoldados, caños de columnas y placas* F - 24
  F - 36

- Perfiles laminados en caliente:
  Angulares / IPN / UPN F - 24
  Perfiles W A - 572 Gr 50

- Perfiles delgados conformados en frío ZAR 340 galvanizado

- Bulones estructurales de alta resistencia: ASTM A – 325 / A490

- Bulones no estructurales: ASTM A - 307

(elementos secundarios no estructurales: correas, largueros, etc.)

- Bulones de anclaje: Calidad SAE 1010
  Fu mín.: 365 MPa
  Calidad SAE 1045
  Fu mín.: 625 MPa

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A partir de la situación planteada en la introducción respecto al diseño del Velódromo, se desarrollarán a continuación las distintas etapas del proyecto, desde la elección de la estructura hasta la ingeniería, fabricación y montaje.

3.1 Diseño

3.1.1 Alternativas de diseño

A partir de las limitaciones impuestas por lo arquitectónico y tomando como base distintas obras similares llevadas a cabo por Cinter, se generó una primera propuesta de planteo estructural.

En este caso, se planteó la resolución de la estructura con vigas reticuladas empotradas en las columnas, que se intersectaban en el centro, generando una gran capacidad a flexión. (Figura 3)



Figura 3. Primera propuesta estructural

Este modelo, llevado a cabo anteriormente en el anfiteatro de Villa María, presentaba limitaciones geométricas y arquitectónicas debido a que en este caso se trataba de un óvalo con radios distintos, lo que significaba todas piezas diferentes entre sí. Además, si bien se obtiene una estructura eficiente y liviana en comparación a otras soluciones, se puede observar una gran densidad de estructura en el centro, donde se proyecta generar la lucarna para el ingreso de luz natural.

Debido a estas desventajas, se descartó este planteo estructural y se desarrolló uno distinto, partiendo de la base de generar un entramado de vigas que interfiera lo menos posible con el ojo central, respetando el condicionamiento de las columnas perimetrales en forma de A, de sección hueca.

De esta manera, surgió la segunda alternativa de solución, la cual se fue perfeccionando hasta convertirse en el proyecto definitivo. (Figura 4)

Se trataba de una solución simplificada, utilizando un emparrillado de vigas, formado por dos cerchas centrales en el sentido longitudinal del ovalo, y una serie de cerchas transversales entre el anillo de columnas exterior y las anteriores. En este planteo se consideró fundamental la necesidad de generar empotramientos entre la estructura de cubierta y las columnas perimetrales.

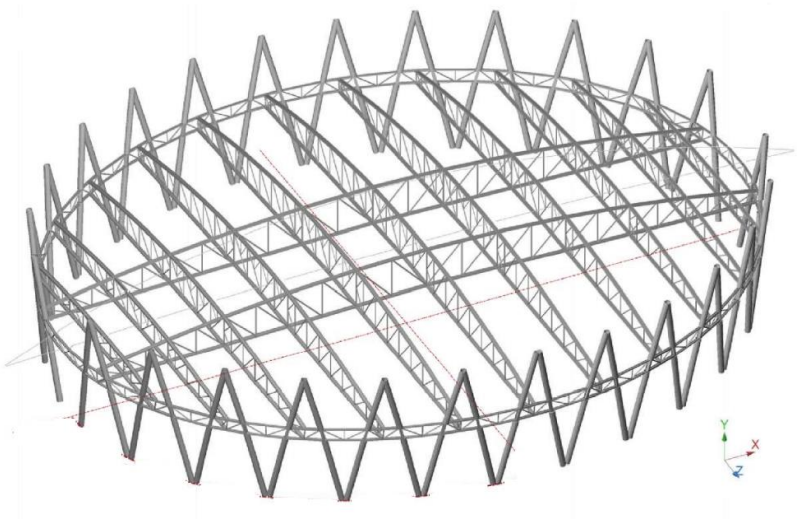


Figura 4. Segunda propuesta estructural

La primera concepción fue con vigas no paralelas, pasando luego a un esquema con vigas paralelas y modificación de la ubicación de columnas para lograr separaciones de vigas iguales entre sí. Estas variantes no fueron aceptadas por la arquitectura, lo que obligó a generar un emparrillado cuya geometría estaba gobernada por la cadencia de las columnas perimetrales.

Finalmente, se alcanzó la solución definitiva con cerchas paralelas entre sí, pero, con separación diferente entre ellas ya que están atadas al eje de cada conjunto de columnas, para facilitar la resolución de los empotramientos entre vigas y columnas.

3.1.2 Planteo definitivo

Como ya se mencionó anteriormente, luego de diversos intercambios y correcciones con los proyectistas de la obra, se arribó a la solución definitiva.

Se colocaron dos cerchas longitudinales de 8,35m de altura en el punto central. La ubicación de las mismas respondió a los ejes inamovibles de las columnas, lo que dio una separación central de 24,20m entre ejes. El resto del emparrillado se planteó en el eje de las columnas tipo “A”, desde ellas hasta las vigas centrales, con una altura variable de elementos en ambas direcciones espaciales x e y. Las columnas perimetrales mantuvieron su geometría en punta, vinculándolas a nivel de cubierta con un anillo de compresión perimetral.

La tipología estructural se resolvió con cerchas reticuladas, cuyos cordones superior e inferior fueron perfiles tipo doble te, en posición horizontal, vinculados mediante diagonales y montantes de tipología doble o cuádruple ángulo L en cada ala del perfil, con soluciones completamente abulonadas para armar en obra.

Las columnas se mantuvieron en caños circulares de diámetro exterior 1200mm, con diferentes espesores rondando los 20mm, mientras que el anillo exterior de vinculación de columnas se realizó con la misma tipología que las cerchas principales, pero con menores dimensiones, diagonales centradas con el eje de los cordones y una altura final de 2,50m. (Figura 5)

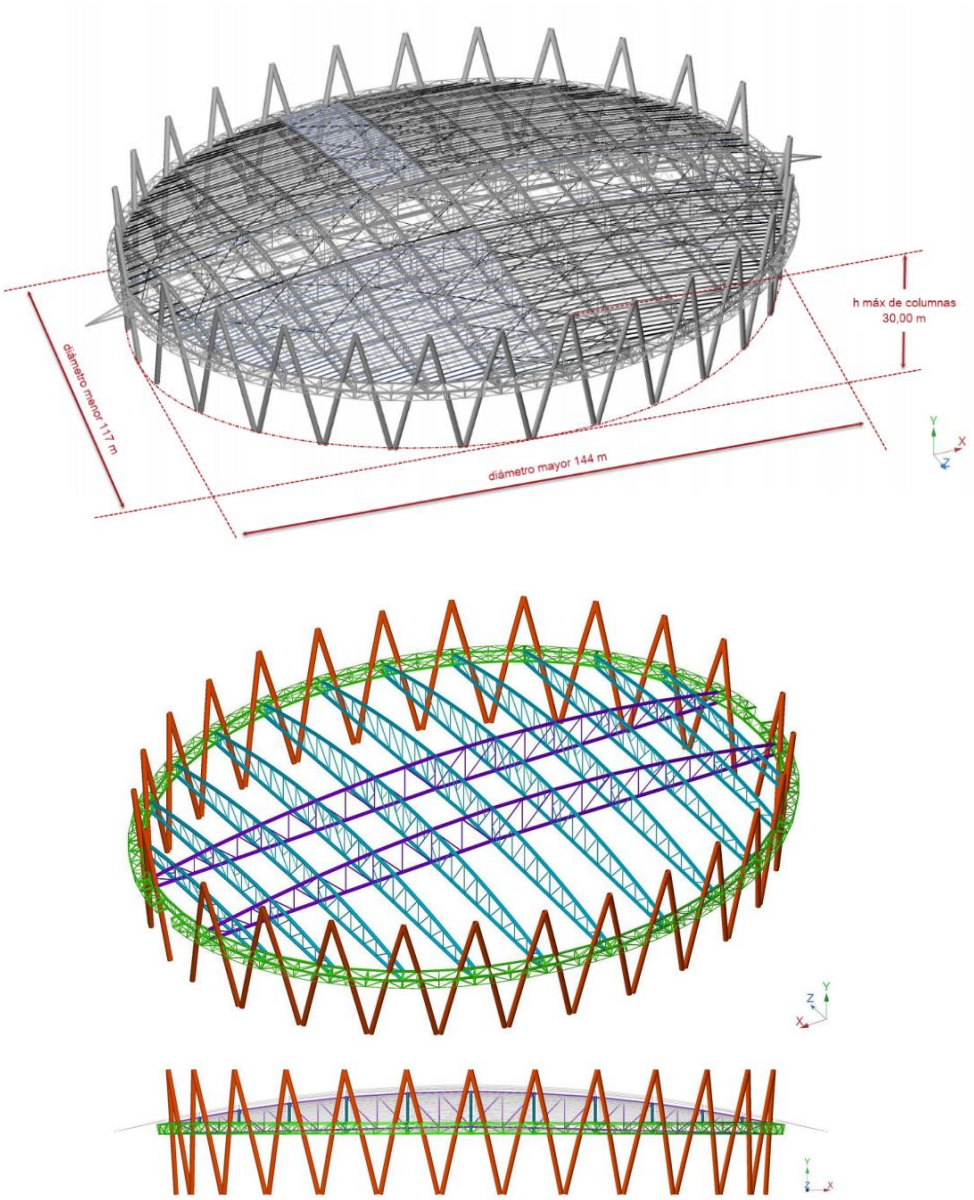


Figura 5. Estructura principal definitiva

3.2 Análisis estructural

El análisis de la estructura se realizó mediante software tridimensional trabajando en base a elementos finitos. Se utilizaron básicamente los programas Ram Elements y Sap. Además, se complementan los análisis con el uso de diferentes softwares para cálculo de uniones y otras especialidades. (Figura 6)

El modelo matemático se basó en un perímetro de columnas empotradas en sus bases, en forma de A, con una inclinación del perímetro vertical de 7º hacia afuera de la cubierta. El óvalo de columnas se cierra a nivel +15.00m mediante una viga reticulada y del mismo nivel se largan las vigas que forman el emparrillado de cubierta sin columnas interiores.

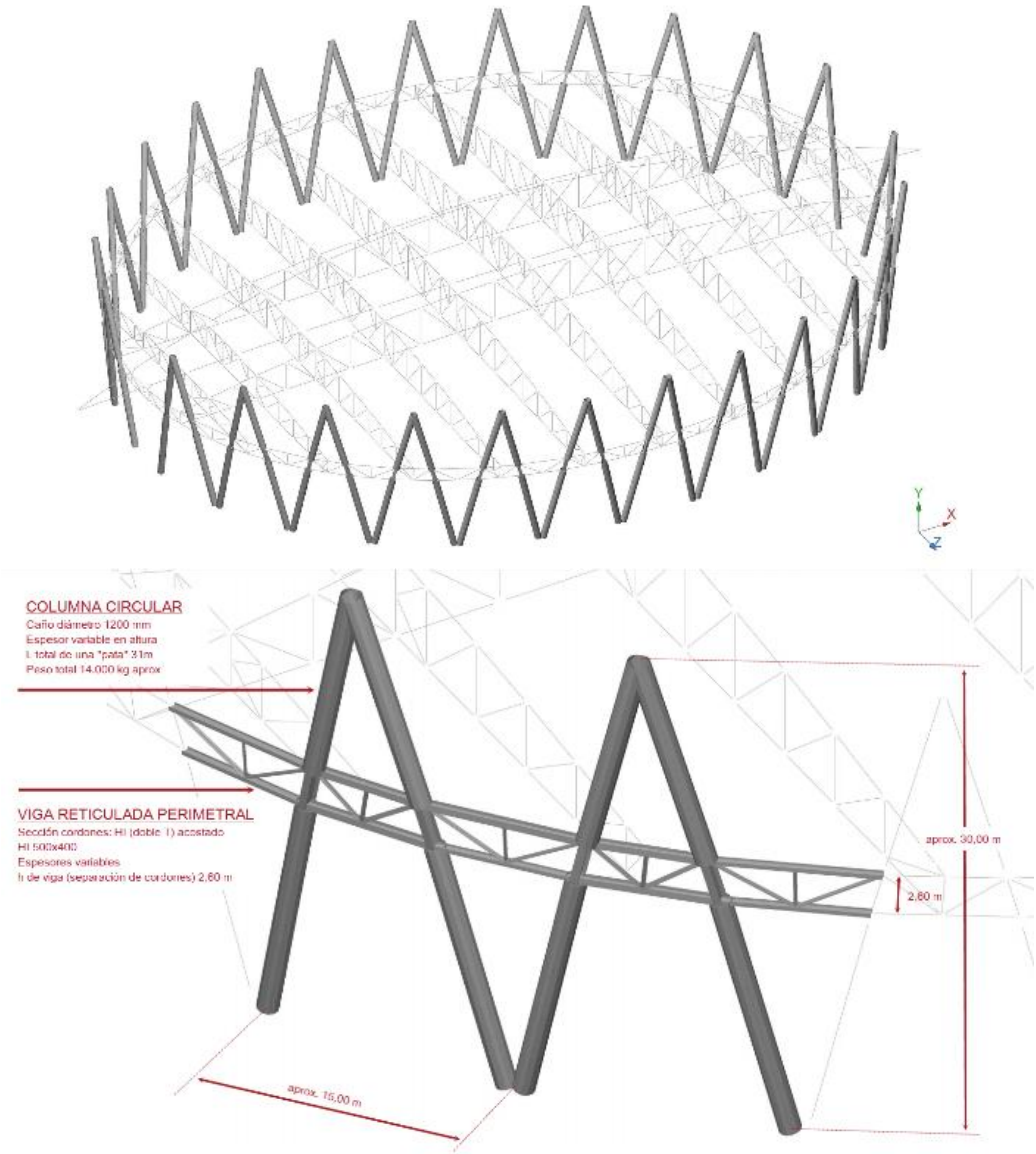


Figura 6. Imágenes modelo de análisis de elementos finitos

Longitudinalmente se dispusieron dos vigas, bordeando el sector traslucido central, separadas 24m entre sí, reticuladas de altura variable acompañando la pendiente de la cubierta, con un máximo de 8,35m. (Figura 7)

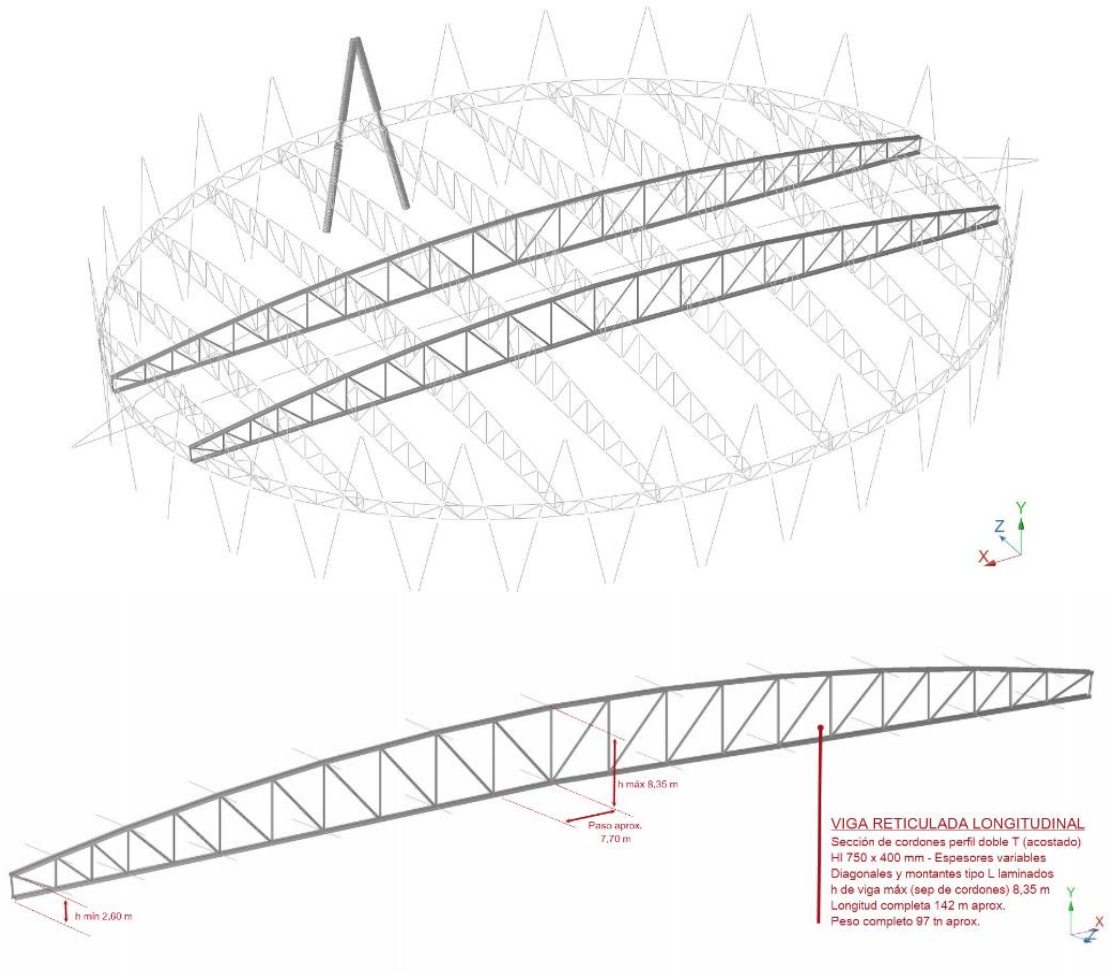


Figura 7. Esquema de vigas longitudinales

Las 11 vigas transversales del emparrillado también son reticuladas de altura variable acompañando la pendiente de la cubierta, con cordones tipo doble T acostados y diagonales y montantes de sección de ángulos abulonados a las alas de los cordones. La viga más corta tiene un largo total de 54m mientras que la más larga tiene 115m, la altura variará entre los 2,50m en el apoyo en columna y los 8,35m en el centro del tramo más alto. (Figura 8)

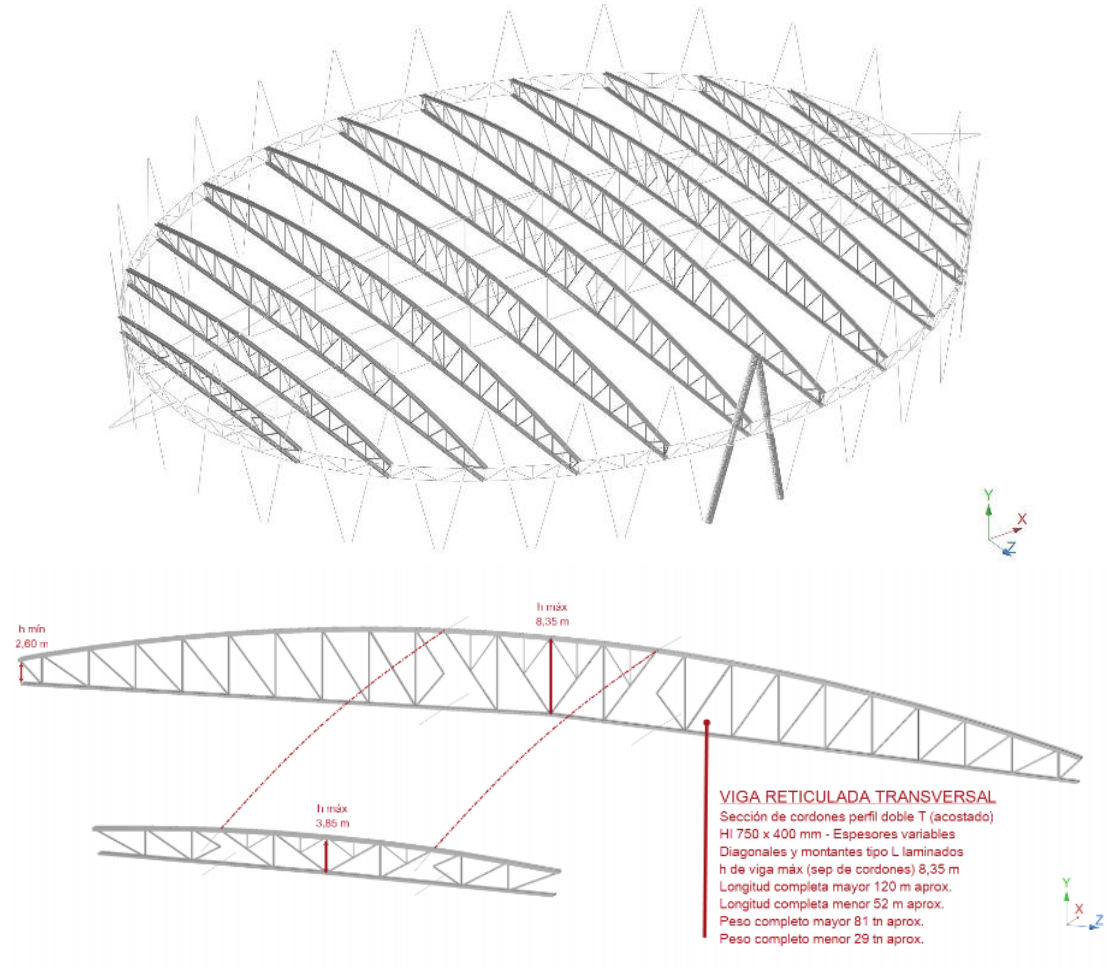


Figura 8. Esquema de vigas transversales

La estructura metálica es completamente independiente, no utiliza vinculaciones a la estructura de hormigón a excepción de los empotramientos a las fundaciones. La estructuración para esfuerzos horizontales, en este caso el viento y preponderantemente el sismo, se plantea en función de pórticos a flexión en dos sentidos ortogonales. Cada pórtico está formado por una viga reticulada y un conjunto tipo A de columnas en cada extremo. (Figuras 9 y 10).

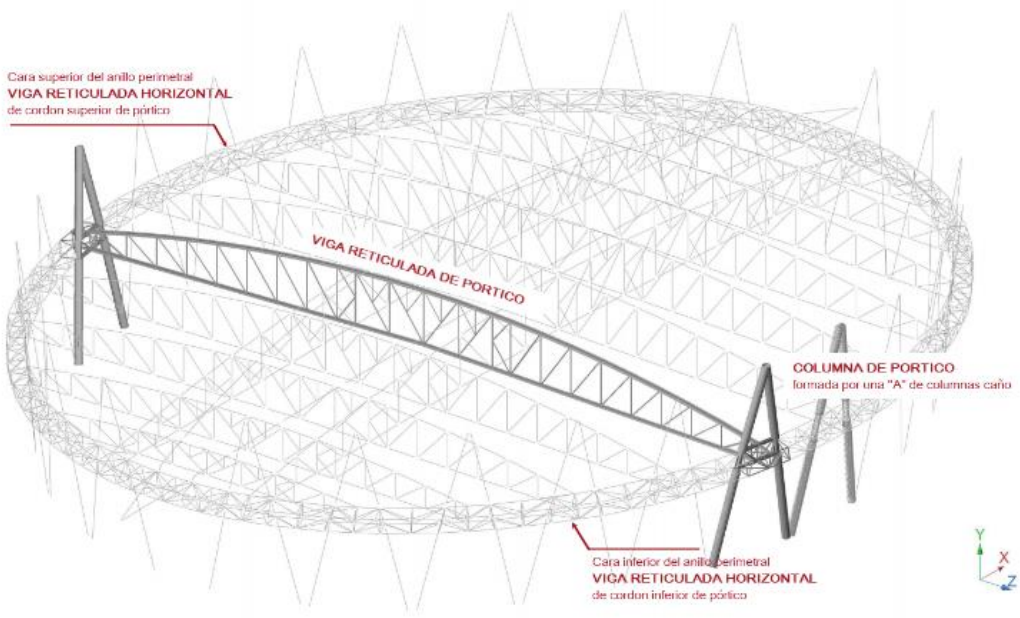


Figura 9. Vinculaciones de la estructura

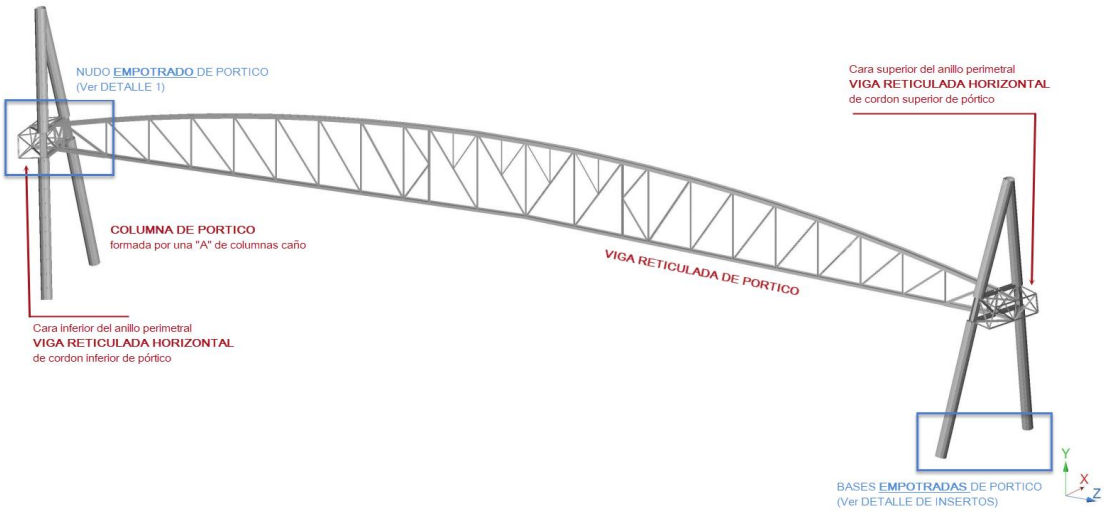


Figura 10. Pórtico transversal

Teniendo en cuenta que el eje de la viga coincide con el eje de simetría vertical del conjunto de columna, la viga perimetral hace las veces de nudo rígido entre columnas y viga del pórtico. A su vez, en los planos superior e inferior de la cenefa se materializan dos vigas horizontales, las cuales toman el par de esfuerzos horizontales del momento de nudo para generar el empotramiento. (Figura 11)

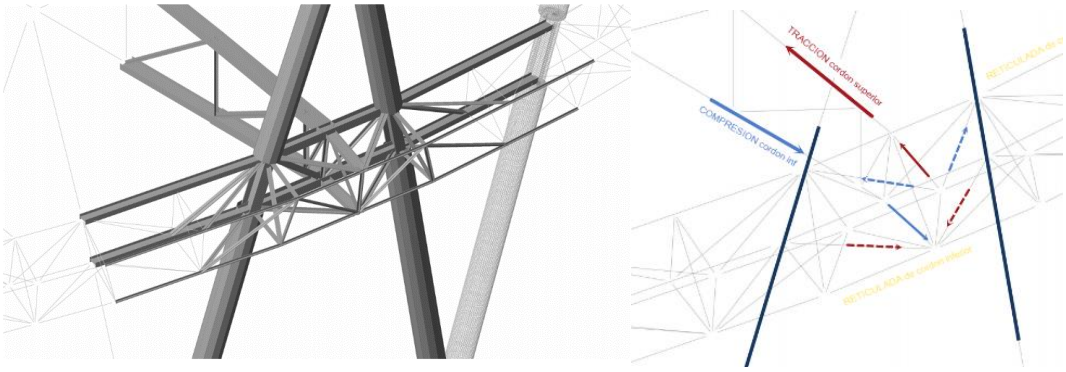
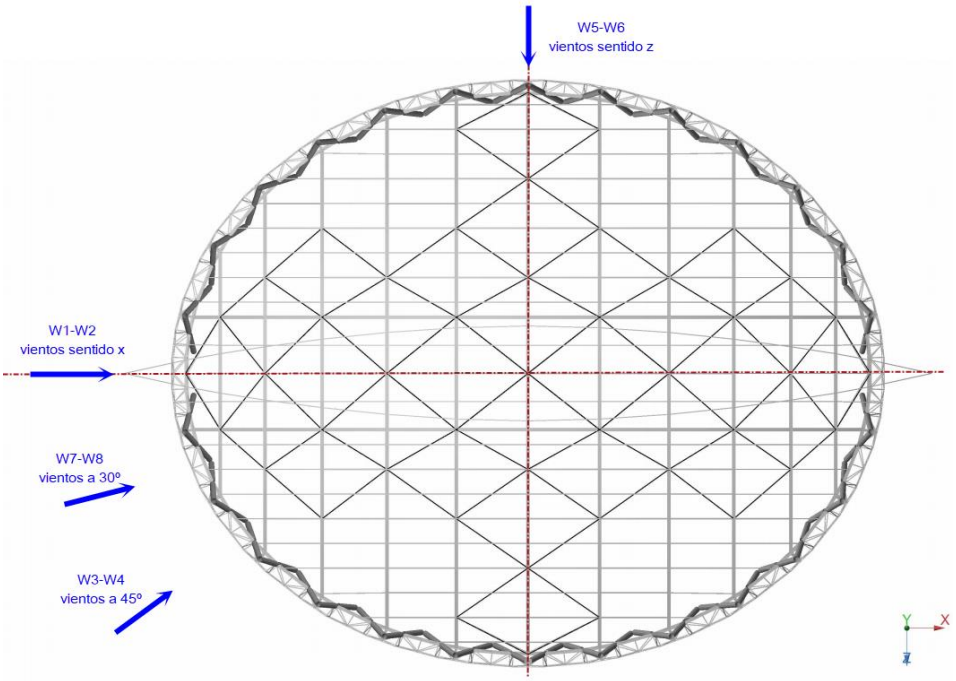


Figura 11. Detalle conceptual de empotramiento de vigas a conjunto de columnas

Al modelo tridimensional se le ingresan todas las acciones actuantes, así como los elementos externos o auxiliares que generan cargas adicionales, como ser las pasarelas de servicio, cargas de iluminación, instalaciones colgadas, e incluso se previó la posibilidad de la colocación de una pantalla gigante colgada en el centro de la superficie del techo. Las cargas ambientales dimensionantes, viento y sismo, se incluyeron como presiones distribuidas mediante áreas de carga en la cubierta. (Figura 12)



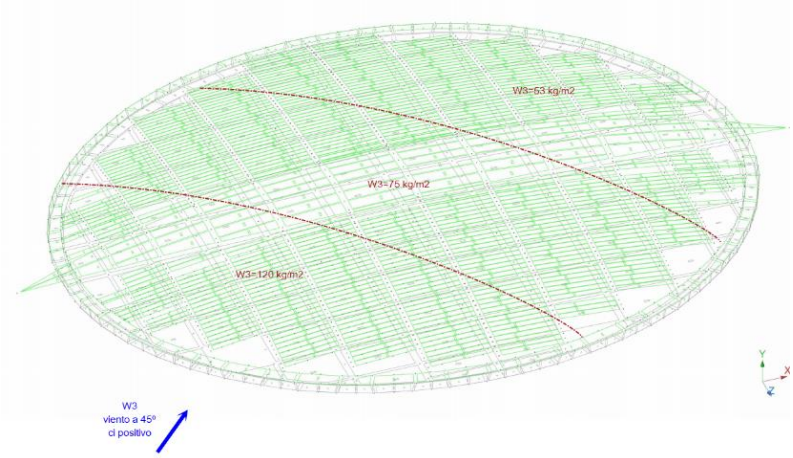


Figura 12. Cargas sobre el modelo

Una vez modelada la maqueta completa, se procede a los análisis clásicos de dimensionamiento de la totalidad de las piezas. Esta maqueta en particular requirió más de 6.000 elementos tipo barra, de los cuales se verifica sus estados tensionales, capacidad y deformaciones locales.

3.3 Ingeniería de detalle

Una vez que la etapa de dimensionamiento queda superada, más allá de los lógicos vaivenes que se seguirán presentando, se inicia el proceso de ingeniería de detalle, donde, mediante software especializado, se traduce la maqueta de cálculo directamente en una maqueta física a la que se le aplicarán los conceptos ideales de uniones y detalles pensados durante el cálculo.

Esta maqueta se convierte en una base de datos completa de la obra, donde cada pieza adquiere una entidad espacial, un nombre, sus características físicas (peso, largo, ubicación espacial, calidad, terminación) así como su situación en el tiempo (en proceso de emisión, o fabricación, envío, o en colocación en obra). A su vez mediante la misma se realizan los cómputos de materiales, burlonería, pinturas, etc., permitiendo la formulación de reportes detallados, planos de fabricación y de montaje. (Figuras 13 y 14)

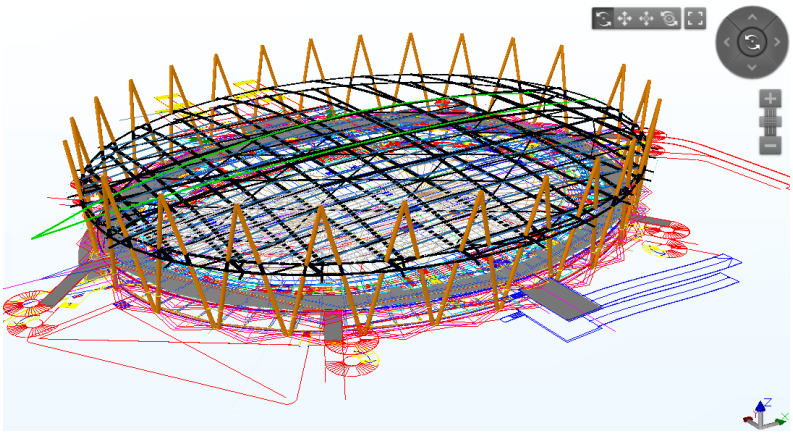


Figura 13. Vista de modelo BIM para el desarrollo de la ingeniería de detalle

El traspaso de información entre maqueta de cálculo y maqueta de detalle, así como luego el traspaso a las máquinas de fabricación, se da completamente en forma electrónica, mediante

archivos de control numérico, evitando o minimizando la intervención humana y los posibles errores que ello conlleva. En el proceso de detallamiento de la estructura se procede al ingreso de los detalles de vinculación, la bulonería adecuada a los esfuerzos, los procesos de soldadura de taller necesarios, verificación de coincidencia de ejes o excentricidades admitidas, etc.

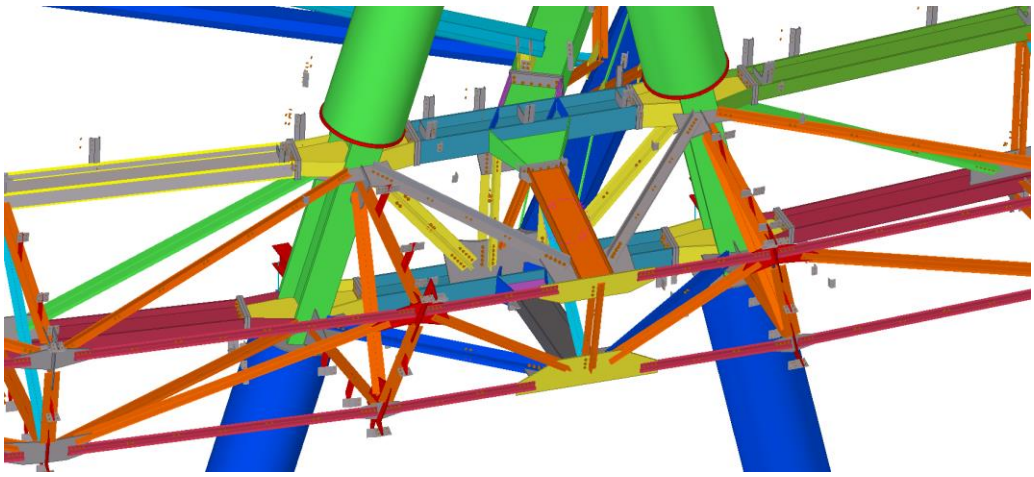


Figura 14. Detalle de nudo viga columna. Modelo BIM para detallamiento.

En el mismo modelo se incluyen todos los elementos auxiliares para montaje y todo lo necesario para la terminación completa de la obra, como ser chapas, canaletas y plegados de cierre, tornillería menor, etc.

Luego se procede a emitir planos de fabricación de la obra, los reportes de insumos y piezas y planos de montaje con las indicaciones necesaria para el armado de la obra.

Es importante destacar la importancia del trabajo coordinado con el equipo de proyectistas para facilitar y, asegurar, una solución estructural acorde con las funciones del proyecto y con los ideales estéticos. En este caso en particular, se trabajó en varias propuestas que se fueron puliendo hasta lograr los objetivos mencionados, logrando la satisfacción final de ambas partes.

3.4 Fabricación

La fabricación de la obra se repartió entre la ciudad de Santa Fe y la ciudad de San Juan. Como se indicaba anteriormente, los traspasos de información electrónica entre maqueta y equipos de fábrica acompañan a los clásicos planos de fabricación, asegurando la correcta interpretación de geometría y materiales.

Las columnas de caño, al ser las piezas más grandes y de mayor complejidad de transporte, se fabricaron en planta de San Juan (Figura 15), mientras que las piezas sueltas que conformaron las vigas de la cubierta, se fabricaron en planta de la ciudad de Santa Fe. Las columnas completas tuvieron un largo de 31m y un peso total de aproximadamente 15 tn cada una, aunque se fabricaron en 3 tramos y se terminaron de vincular en la zona de la obra.



Figura 15. Fabricación de columnas en A

Previo al armado en obra, las complejas geometrías del proyecto hicieron necesario el estudio de pre montajes en fábrica para asegurar la coincidencia milimétrica de las distintas piezas.

Las vigas, con alturas de hasta 8,50m, se enviaron completamente desarmadas y requirieron de un preciso proceso de armado en obra totalmente abulonado. (Figura 16)



Figura 16. Vigas armadas

En la planta de San Juan también se fabricaron todos los elementos auxiliares de montaje y armado, que fueron las 6 torres provisorias de apoyo de la cubierta, bielas para retén de conjuntos de columnas, puntales, apoyos deslizantes para regulación de columnas, elementos auxiliares para descenso de torres, etc.

3.5 Montaje

Para el montaje de la estructura la misma se divide en módulos, secciones de la estructura que comprenden un grupo determinado de barras que se arman al pie de su posición final y luego son montados en conjunto (Figura 17). Toda barra que no pertenece a ningún modulo se monta individualmente.

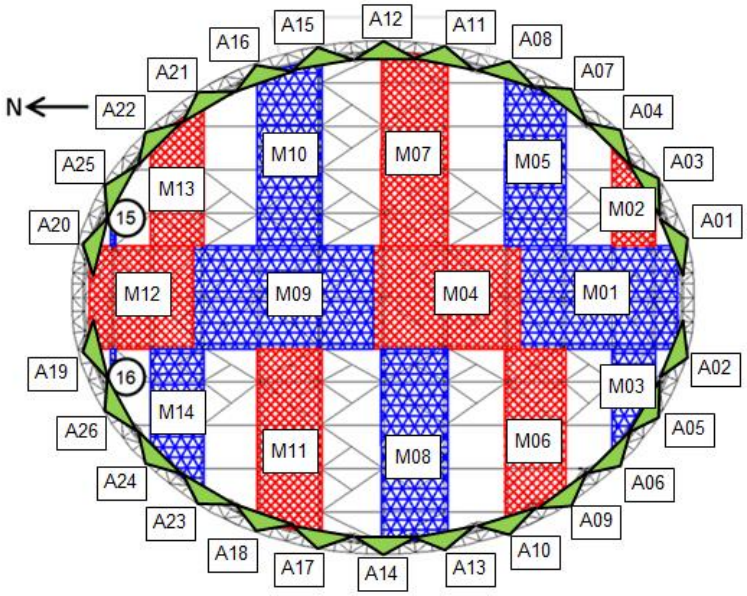


Figura 17: Módulos pre armados en los cuales se subdividió la estructura para su montaje

El montaje de la estructura se realizó desde el SUR hacia el NORTE por cuestiones de coordinación con otros rubros de la obra. La secuencia a seguir para montar los módulos está denotada por su subíndice y se fueron montando según lo requería el montaje de los módulos de cubierta. Según el esquema quedan definidos los siguientes módulos:

- 26 Módulos de columnas: de A01 a A26. Las vigas principales de la cubierta apoyan sobre la viga de apeo central del módulo arremetiendo a diferentes ángulos en cada módulo. Por lo tanto, solo los módulos diametralmente opuestos resultan iguales y se distinguen 13 tipos de módulos.
- 16 Módulos de cubierta: de M01 a M16. Se distinguen 4 módulos centrales, correspondientes a las vigas longitudinales, y 12 módulos laterales, los cuales pueden ser agrupados de a pares ya que comparten un eje de simetría.

3.5.1 Módulos de columnas

Para el montaje de las columnas se planteó el armado en el sitio de un conjunto estructural en forma de A, que se ensambló en posición horizontal, sobre el piso, y se elevó hacia su posición definitiva como un conjunto. (Figura 18)

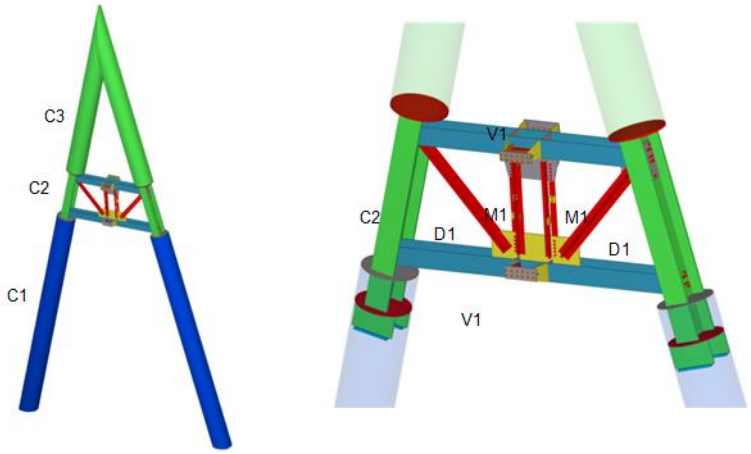


Figura 18. Módulo de columna

El peso de este conjunto completo es de 36.500 kg aproximadamente incluyendo accesorios. Los módulos son izados empleando una grúa mediante el uso de eslingas.

Una vez izado el módulo, la grúa lo transporta a su posición sobre sus respectivas placas base. El módulo se vincula a una biela de montaje, un elemento provisorio para proveer estabilidad durante la maniobra y para poder ajustar la posición del componente. La biela cuenta con un mecanismo en su base que le permite ajustar su posición. La misma se retira luego del montaje del módulo de cubierta que provee estabilidad lateral al módulo de columna.

Finalmente, una vez posicionado el conjunto en su ubicación de proyecto, se sueldan las columnas a las placas base. La verificación del posicionamiento de cada módulo se realiza mediante topografía con doble control.

3.5.2 Módulos de cubierta

Cada módulo de cubierta incluye un específico conjunto de barras por cuestiones de peso y de disponibilidad de grúas. (Figura 19)

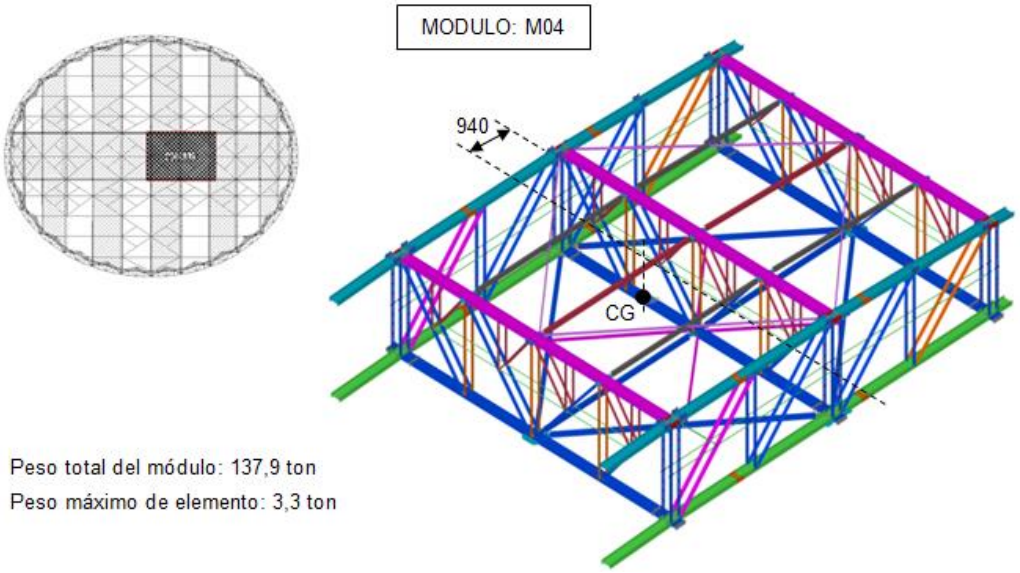


Figura 19. Ubicación general en planta y vista 3d del módulo de cubierta M04.

Para el montaje de la cubierta se emplean seis (6) torres de apeo provisorias (Figura 20). Fueron diseñadas para soportar el peso completo de la estructura y fuerzas horizontales para estructuras en construcción.

Se distinguen dos (2) tipos de torres, “C” y “G, ambas estructuras reticuladas con dimensiones generales en planta de 1.60x1.60m y soportadas lateralmente por cables (tensores). Los tensores permanecen colocados durante toda la etapa de montaje, y solo se permite quitarlos temporalmente durante algunas maniobras particulares.

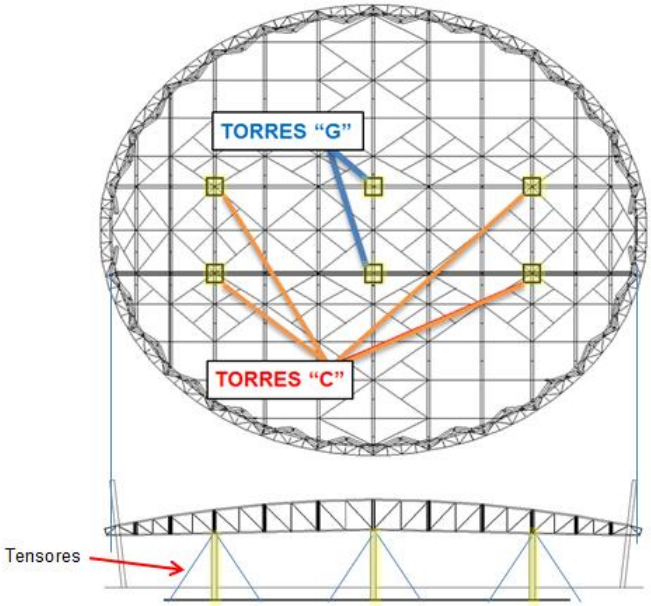


Figura 20. Esquema de ubicación de torres de apeo provisorias

En la parte inferior de las torres se diseña un mecanismo simple para, una vez concluido el montaje de la estructura, liberar de carga a las torres para su remoción. El mecanismo consiste en una serie de pórticos apoyados sobre planchuelas. Las torres se levantan mínimamente empleando gatos hidráulicos y al retirar las planchuelas del apoyo se propicia un descenso parcial. (Figura 21)

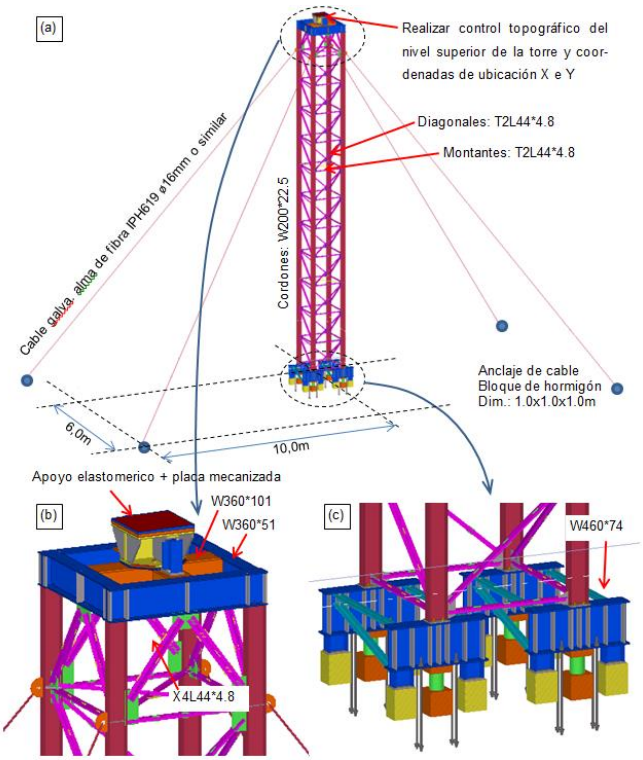
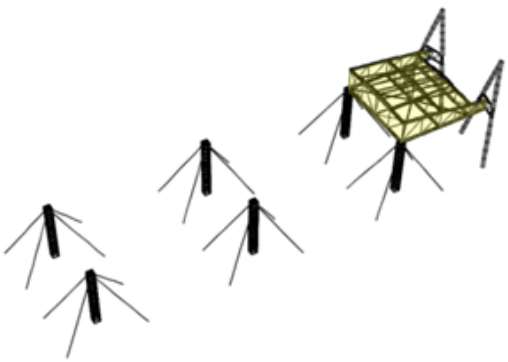
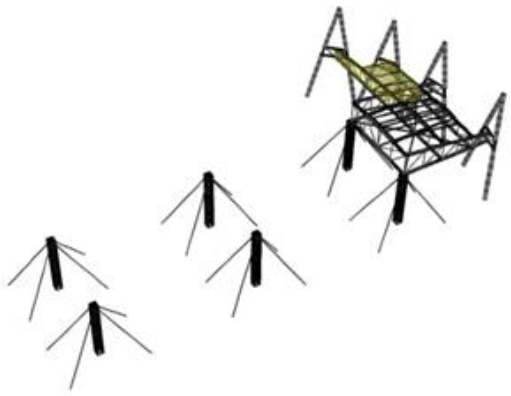


Figura 21. Torre de apeo provisoria tipo "C".

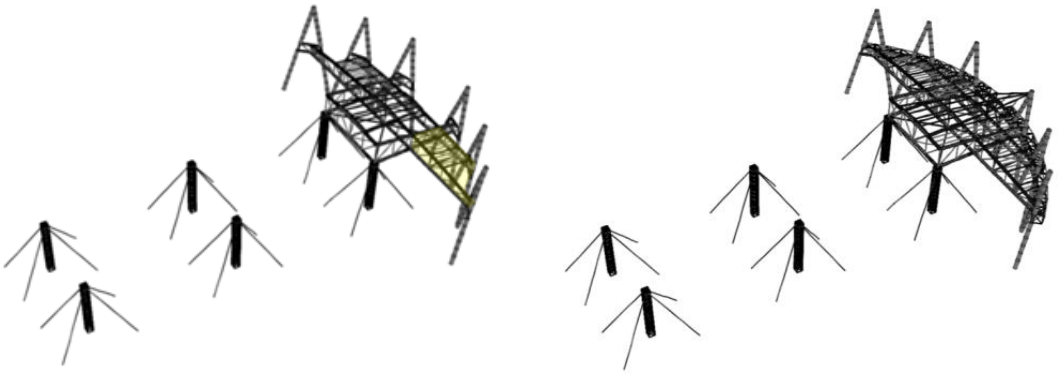
Las primeras etapas del montaje se muestran en la Figura 22. Las etapas sucesivas del montaje de la estructura, continúan hasta su finalización siguiendo la misma filosofía de las primeras etapas, se monta un módulo de cubierta central, luego los módulos adyacentes, para finalmente completar con el montaje individual de las barras faltantes.



ETAPA 1: Módulos A01, A02 y M01



ETAPA 2: Módulos A03, A04 y M02



ETAPA 3: Módulos A05, A06 y M03 ETAPA 4: Completar elementos faltantes

Figura 22. Primeras etapas del procedimiento de montaje

3.5.3 Análisis de las etapas de montaje

Debido a la complejidad del proceso de montaje y a la envergadura de la estructura se realiza un análisis del impacto del procedimiento de montaje en las solicitaciones observadas en los miembros de la estructura al terminar el montaje. Este tipo de análisis resulta relevante en el caso que se utilicen estructuras provisorias de montaje, como es el caso de este proyecto. Para esto se emplea el software de análisis estructural SAP2000 que nos permite realizar un análisis de una construcción realizada por etapas (Figura 23). Tiene la particularidad que cada etapa comienza del estado deformado de la etapa anterior y por lo tanto considera la acumulación de las deformaciones y solicitaciones.

Se modelan las 25 etapas de montaje, y se observa que, al finalizar el montaje, los valores de interacción para los segmentos críticos del cordón superior de la cercha central longitudinal y para una combinación de cargas dada resultan entre un 8 a un 10 por ciento por arriba a los obtenidos aplicando un procedimiento tradicional de cálculo El análisis inicial, en el que la estructura se modela enteramente en su lugar, sin considerar el efecto de utilizar estructuras provisorias de montaje, y considerando que toda la carga para una determinada combinación se aplica conjuntamente y a la estructura no deformada, es deficiente en este caso donde los pesos propios son muy relevantes.

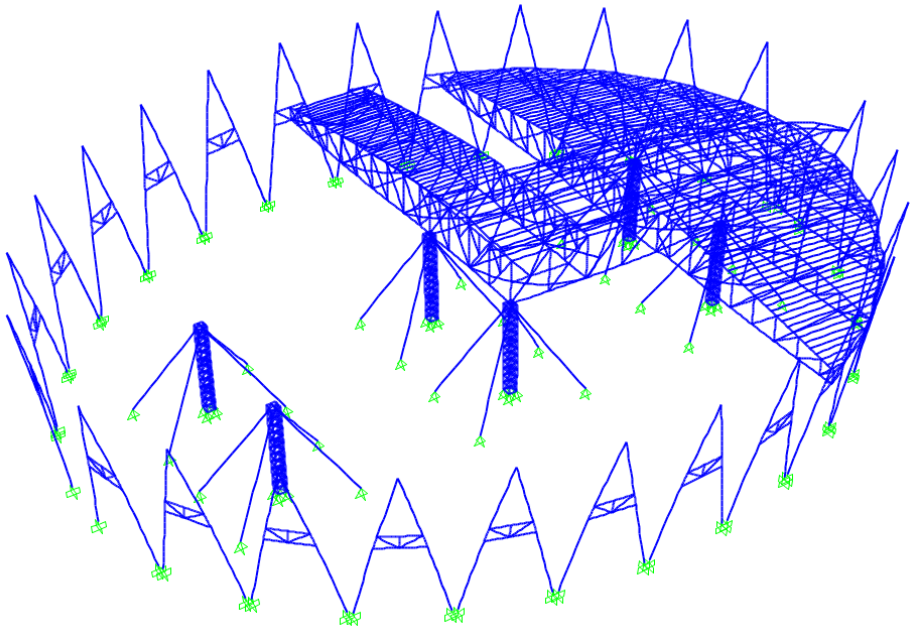


Figura 23. Etapa intermedia de montaje de la estructura. Modelo en SAP2000

3.5.4 Descenso de torres de apeo

Una vez montada la estructura se procedió a realizar el descenso de las torres de apeo para su remoción, utilizando el mecanismo mencionado con anterioridad.

De acuerdo al modelo de análisis estructural, se debía lograr un descenso teórico de 160mm en las torres de apeo centrales y 103mm en las torres laterales, para poder removerlas. Se prevé una pila de planchuelas de una altura acorde a los descensos esperados.

El descenso se realiza de a dos torres a la vez y de forma gradual, escalonado, para evitar sobrecargar las torres de apeo y distribuciones de esfuerzos en la estructura no deseadas. Para la maniobra se utilizan de 8 gatos hidráulicos de 100 toneladas de capacidad con una carrera mínima de 50mm, conectados a una central a través de un Manifold. (Figura 24)



Figura 24. Base de las torres de apeo (izq.) equipo de bombeo (der.)

Una vez que las torres se levantan mínimamente de sus apoyos se remueven planchuelas de los apoyos, y luego se liberan lentamente los gatos hidráulicos generando que las torres desciendan una altura igual al espesor de planchuelas removidas.

Las torres de apeo centrales dejaron de soportar la estructura de la cubierta luego de la maniobra de descenso número 19. En las maniobras sucesivas lo dejaron de hacer las torres laterales.

Luego de remover todas las torres de apeo los descensos medidos en sus posiciones fueron de 175mm para la ubicación de las torres centrales, 111mm para las torres laterales del sur y 103mm para las torres laterales del norte, valores muy cercanos a los teóricos.



Figura 25. Montaje de módulo de cubierta lateral



Figura 26. Estructura de la cubierta una vez finalizado el montaje y la remoción de las torres de montaje

4 CONCLUSIÓN

Este proyecto significó un gran desafío para la empresa Cinter debido a su magnitud, relevancia a nivel nacional, complejidad arquitectónica y tipología estructural resultante.

El éxito de la obra radicó en el trabajo comprometido y coordinado de todas las partes intervinientes: desde el diseño y dimensionamiento de la estructura teniendo en consideración todas las etapas intermedias hasta su disposición final; la ingeniería de detalle para convertir la idealización del cálculo en documentación apta para fabricar; la fabricación con sus estrictos controles de calidad y, por último, el montaje cuya complejidad implicó un seguimiento fiel al procedimiento preestablecido para evitar desvíos. Todo ello permitió concretar una estructura poco convencional y desafiante.

Agradecimientos

Es importante realizar un reconocimiento a todas las personas que colaboraron con su aporte para lograr la materialización de este enorme proyecto.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ESTUDO TÉCNICO-ECONÔMICO DE COBERTURAS DE GALPÕES TRELIÇADOS EM AÇO *

Priscila Aquino Coutinho[1]

Resumo

A solução estrutural e tipologia dos galpões metálicos é determinada através da experiência dos projetistas e este processo de decisão, geralmente, não é discutido e avaliado. Nos tempos atuais, devido a competitividade do setor, o mercado exige soluções mais econômicas e práticas, portanto, o estudo consiste em apresentar uma análise técnico-econômica de diferentes soluções estruturais para coberturas de galpões treliçados, a partir de um comparativo entre taxa de consumo de aço, tipologia da treliça de cobertura e magnitude dos vãos. O modelo dos galpões utilizados para este estudo é uma cobertura de duas águas que possui as seguintes variações de tipologias: coberta com treliça triangular, treliça trapezoidal e treliça de banzos paralelos, com distância entre os pórticos de 6m e vãos de 15, 20, 25, 30, 35 e 40 metros, todos com altura de 8 metros e inclinação de coberta de 10%, portanto são 6 modelos de cada tipologia, totalizando 18, modelados em software de análise estrutural: o RSTAB da Dlubal. Os resultados mostram que, das tipologias analisadas, para maiores vãos, os pórticos com treliça de banzos trapezoidais apresentam melhor desempenho econômico e funcional.

Palavras-chave: Galpão treliçado; Estruturas de aço; Treliça; Galpão metálico.

TECHNICAL-ECONOMIC STUDY OF STEEL ROOF TRUSS

Abstract

The structural solution and typology of metal sheds is determined through the experience of the designers and this decision process is generally not discussed and evaluated. In current times, due to the competitiveness of the sector, the market demands more economical and practical solutions, therefore the study consists of presenting a technical-economic analysis of different structural solutions for roofing of lattice sheds, through a comparison between steel consumption rate, type of roof truss and magnitude of spans. The model of the sheds used for this study is a gable roof that has the following variations of typologies: covered with triangular truss, trapezoidal truss and parallel chord truss, with distance between frames of 6m and spans of 15, 20, 25, 30, 35 and 40 meters, all with a height of 8 meters and a roof slope of 10%, so there are 6 models of each typology, totaling 18 models, modeled in structural analysis software: Dlubal's RSTAB. The results show that, of the analyzed typologies, for larger spans, frames with trapezoidal flange trusses present better economic and functional performance.

Keywords: Roof Truss; Steel Structures; Truss; Metal Shed.

[1] Engenheira Civil, Especialista em Cálculo de Estruturas, Diretora da PA Serviços de Engenharia Ltda, João Pessoa - PB.

1 INTRODUÇÃO

O projeto estrutural de qualquer tipo de empreendimento envolve diversas etapas como, por exemplo, a definição do sistema estrutural, concepção estrutural, definição das condições de contorno, identificação e quantificação do carregamento e das ações, escolha dos materiais, análise estrutural, dimensionamento dos elementos e finalmente detalhamento e especificações. Por isso, o resultado de um projeto estrutural representa um conjunto de tomadas de decisões ao longo do seu desenvolvimento, que dependem de uma série de opções consideradas em cada um dos segmentos envolvidos no projeto.

Da mesma forma, o desenvolvimento de um projeto estrutural de galpões metálicos exige uma enorme gama de possibilidades que podem ser adotadas, a depender da experiência do profissional.

No mercado brasileiro das construções metálicas, um dos seguimentos que tem maior demanda é o de galpões, seja para armazenagem, ginásios poliesportivos, indústrias de qualquer porte ou qualquer tipo de área com grandes vãos que necessita de cobertura. De acordo com o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas, os galpões são, geralmente, construções de um pavimento, com o objetivo de cobrir grandes áreas, destinando-se a diversos fins, como fábricas, almoxarifado, feiras, estádios, etc.

Os galpões em aço oferecem várias vantagens em relação a outros materiais, atendendo à diversidade de modulações e composições, além de oferecer uma execução rápida e prática. Porém o custo das estruturas tem sido um parâmetro crucial, principalmente para as empresas de estruturas metálicas, já que o aço permite a utilização de diversas tipologias e oferece também uma variedade enorme de tipos de perfis e seções, que irão afetar diretamente os custos de material e/ou de mão de obra. Por isso, depende do projetista a escolha da concepção estrutural mais vantajosa financeiramente e tecnicamente.

O sistema estrutural de galpões é constituído por pórticos planos transversais, regularmente espaçados, com cobertura na parte superior e fechamento lateral, formados por terças, que transferem o carregamento do telhado e fechamentos para os pórticos (figura 2).

Os pórticos são formados pelas colunas e pela viga de cobertura, ou tesoura que suportam os carregamentos transversais atuantes. Toda a estrutura é estabilizada longitudinalmente por contraventamentos, que possuem, geralmente, forma de X. O fechamento da cobertura e área lateral geralmente é composto por telhas metálicas apoiadas nas terças, que transmitem as ações para as tesouras dos pórticos transversais.

O uso de perfis de chapas dobradas nos pórticos dos galpões tem sido bastante recorrente devido às taxas reduzidas de consumo de aço, comparado com os pórticos em perfis de alma cheia, porém, mesmo utilizando esses perfis leves, ainda temos diversas tipologias de treliças possíveis, como as biapoiadas (a), biapoiadas com mão francesa (b), trapezoidal (c), com banzos paralelos (d) e do tipo pratt (e), conforme ilustrado na figura 1.

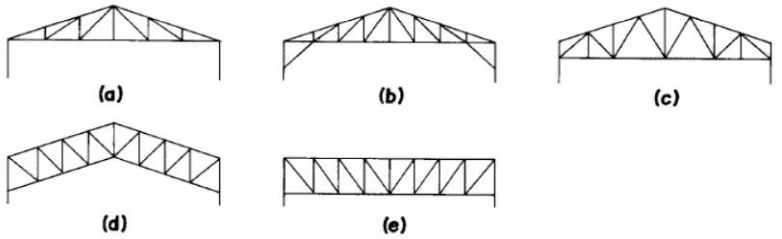


Figura 1 – Alguns dos tipos de treliças em perfis de chapas dobradas



Figura 2 - Exemplo de galpão constituído por pórticos de perfis de chapas dobradas

As treliças são constituídas pelo banzo superior, banzo inferior, montantes e diagonais. Sendo o primeiro, a barra localizada na parte superior das treliças, podendo ser reto, curvo ou seguindo a inclinação do telhado. O banzo inferior fica localizado na parte de baixo da treliça, podendo possuir a mesma inclinação do banzo superior, no caso das treliças de banzos paralelos, ou reta como na treliça triangular e trapezoidal. Os montantes possuem ângulo de 90° com a horizontal e conectam o banzo superior ao inferior, são nesses elementos que as terças aliviam suas cargas. As diagonais são as barras inclinadas, conectadas no banzo superior, inferior e nos montantes, as diagonais proporcionam maior rigidez às treliças, reduzindo as deformações e aliviando os esforços nos banzos.

A estabilidade da estrutura de um galpão é proporcionada através dos contraventamentos horizontais (no plano da cobertura) e verticais (nas laterais do galpão entre os pilares). Geralmente possuem formato de X, que transmitem para as fundações os esforços horizontais gerados pela ação do vento (figura 3).

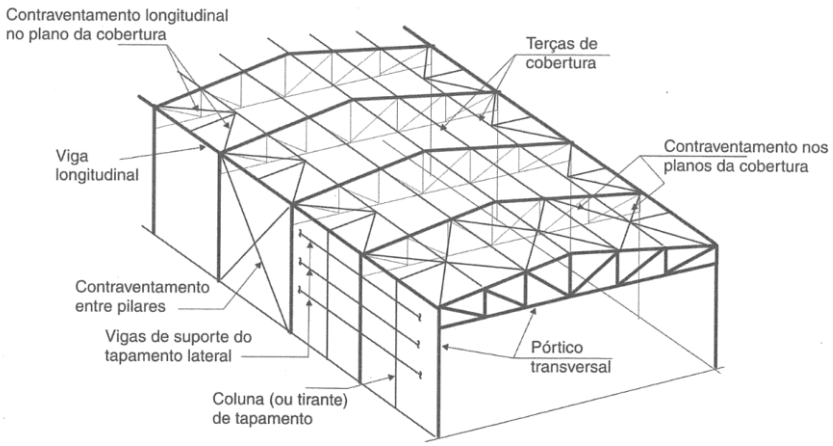


Figura 3 - Elementos de um galpão metálico

Os sistemas treliçados são formados por barras articuladas onde as cargas são aplicadas diretamente em cima dos nós, por isso, são gerados apenas esforços normais de compressão e tração nas barras constituintes das treliças.

O objetivo deste artigo é avaliar as soluções estruturais para cobertas de galpões com treliças formadas por perfis de chapas dobradas, comparando três tipologias distintas: treliça triangular, trapezoidal e de banzos paralelos, em variados vãos: 15, 20, 25, 30, 35 e 40 metros.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para obter a relação da taxa de consumo de aço para as diferentes tipologias de pórticos e os diferentes vãos livres, foram estipulados alguns parâmetros fixos e outros variáveis.

Os parâmetros fixos foram os seguintes:

- Distância entre pórticos: 6 metros;
- Comprimento total do galpão: 60 metros;
- Altura e seção da coluna: 8 metros com seção de alma cheia em todos os casos;
- Inclinação da coberta: 10%, duas águas;
- Apoio da base dos pórticos: rotulado

Foi determinado que as colunas de todos os modelos seriam as mesmas, constituídas por perfis de alma cheia, adotando o pré-dimensionamento sugerido por Bellei [1], cuja altura da seção seria: H=L/20 a L/30, onde L é a altura da coluna e H a altura da seção do perfil, portanto, é atribuído o perfil laminado W410x46.

Os parâmetros variáveis foram os seguintes:

- Tipologia dos pórticos: Treliça triangular (TT), treliça trapezoidal (TZ) e treliça de banzos paralelos (TP);
- Vãos: 15, 20, 25, 30, 35 e 40 metros.

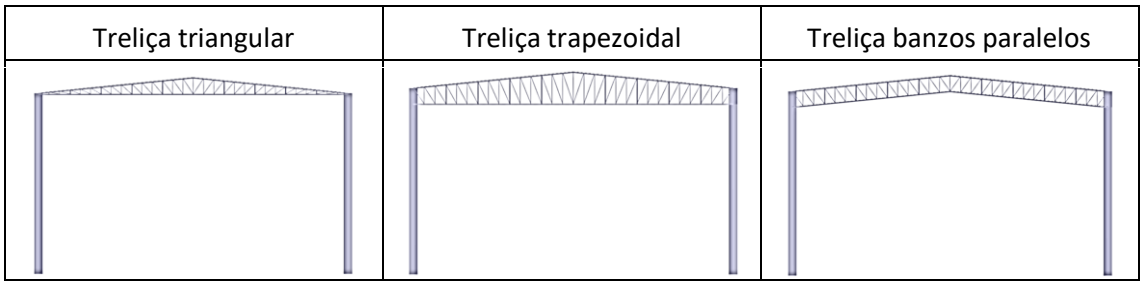


Figura 4 - Tipologias analisadas

Para determinação da altura das treliças foi adotada a recomendação do Bellei [1], em que é proposta a seguinte relação: L/15<h<L/8, sendo L o comprimento do vão e h a altura da treliça, sendo mais usada a relação L/10 que será adotada na análise de todos os modelos deste estudo, a geometria de todos os pórticos analisados está ilustrada nas figuras 5 e 6.

A distância entre os banzos das treliças de banzos paralelos corresponde a metade da altura no meio do vão, ou seja, metade da flecha. A altura da treliça triangular corresponde também a metade da flecha para manter a mesma inclinação entre as tipologias. Todas as dimensões dos galpões analisados podem ser vistas na figura 5.

Os diferentes modelos foram analisados e dimensionados com o auxílio do software *RSTAB (figura 6)*, da *DLUBAL*, um programa de elementos finitos para modelagem e análise estrutural, com módulos que contemplam o dimensionamento de estruturas em concreto armado, aço, alumínio, madeira, alvenaria, etc. Além da validação das resistências e esforços atuantes de cada elemento estrutural através das recomendações apresentadas na NBR 8800:2008 [2].

Para esta verificação, as peças das treliças serão constituídas por perfis do tipo U e cantoneiras de abas iguais do tipo L, em aço ASTM A-36, apresentando fy=250MPa e fu=400MPa, enquanto as colunas são constituídas por perfis laminados em aço ASTM A-572 Gr50, que possui fy=345MPa e fu=450MPa.

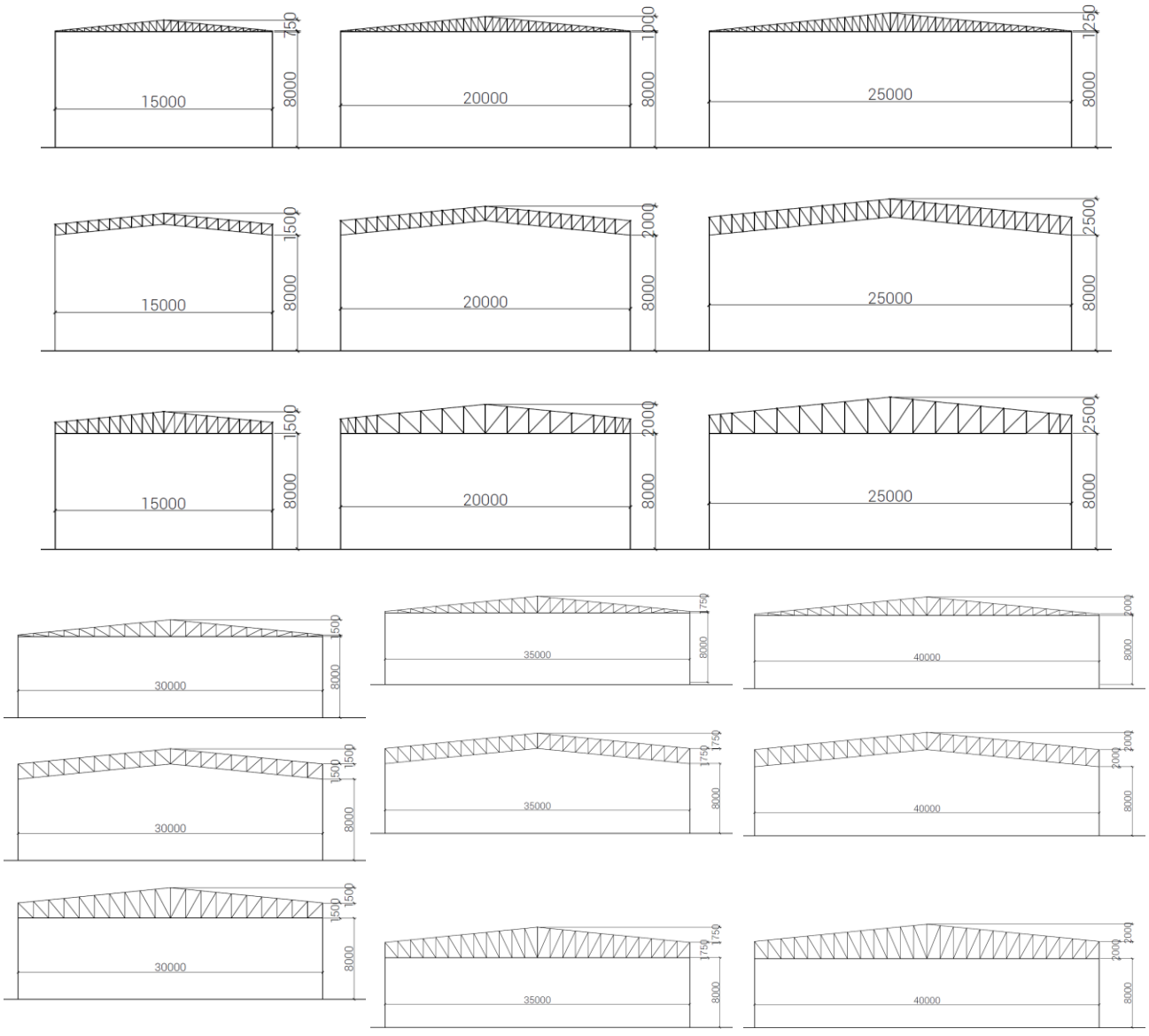


Figura 5 - Geometria dos pórticos analisados

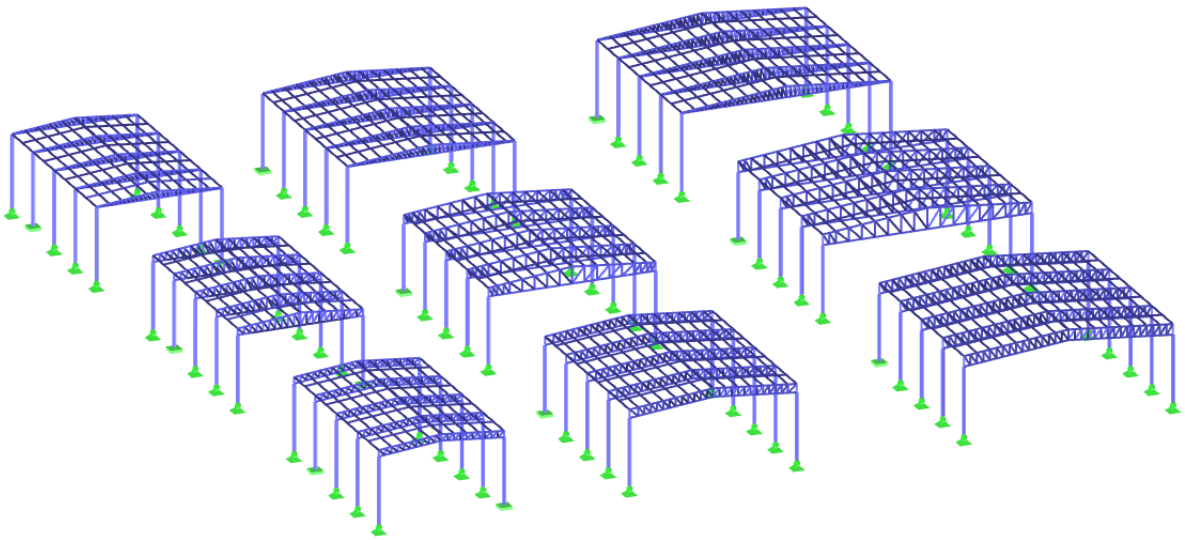


Figura 6 - Modelos das tipologias: triangular, trapezoidal e de banzos paralelos com 15, 20 e 25 metros de vão, modelados e analisados no RSTAB

2.1 Ações e carregamentos

As ações atuantes nos diversos modelos foram determinadas seguindo as recomendações da NBR 8800: 2008 [2].

As seguintes cargas devem ser consideradas na análise estrutural de galpões industriais:

- **Carga permanente:** são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes, como telhas de cobertura, forros, instalações elétricas, fechamentos, etc. O peso próprio da estrutura é considerado automaticamente pelo software, dependendo do tipo de cada seção. O carregamento que envolve o peso das telhas e instalações será estimado em 0,15 kN/m²;

- **Cargas acidentais verticais** (sobrecargas): apresentam variações significativas durante a vida útil da construção, decorrentes do uso da edificação. No caso dos galpões, a sobrecarga atuante é a de coberturas, que segundo o anexo B da NBR 8800:2008 [2] deve possuir o valor mínimo de 0,25kN/m²;

- **Cargas devido ao vento:** Os esforços causados pela ação do vento são determinados de acordo com a NBR 6123/88 [3].

Para o cálculo do esforço de vento, foi utilizado o programa Visual Ventos [4], que tem por objetivo a determinação de forças devido ao vento em edificações de planta retangular e telhados a duas águas, de acordo com as especificações normativas da NBR6123:1987. Foram alimentados alguns dados essenciais, tais como, dimensões do galpão, localização, tipo do terreno, tipologia da edificação, inclinação do telhado e foi considerada a velocidade básica do vento de 30m/s, que abrange a região Nordeste, localização do galpão em terreno plano, aberto, com poucos obstáculos isolados, considerando uma cobertura em duas águas, com comprimento longitudinal de 60 metros e altura de 8 metros.

A figura 7 apresenta um mapa com os valores da velocidade básica do vento em todo o país prescrita pela NBR 6123. As figuras 8 e 9 mostram a combinação dos coeficientes de pressão

incidentes em um dos galpões (vão de 15m); e as figuras 10 e 11, os valores dos carregamentos de vento atuantes tanto no telhado como nas laterais em um dos galpões (vão de 15m).

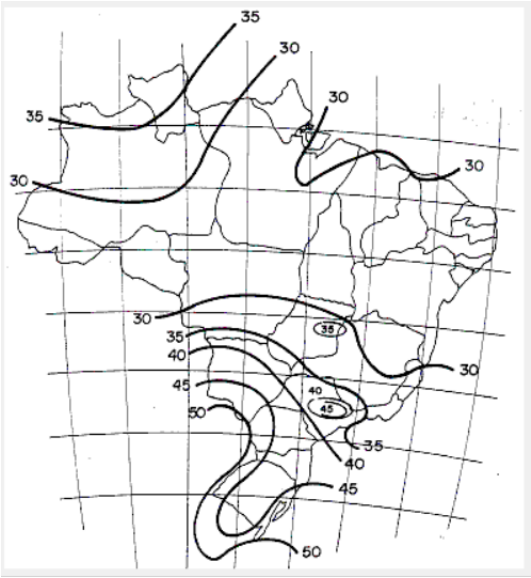


Figura 7 – Isopletas da velocidade básica do vento prescrita pela NBR 6123:1988 para as regiões do Brasil

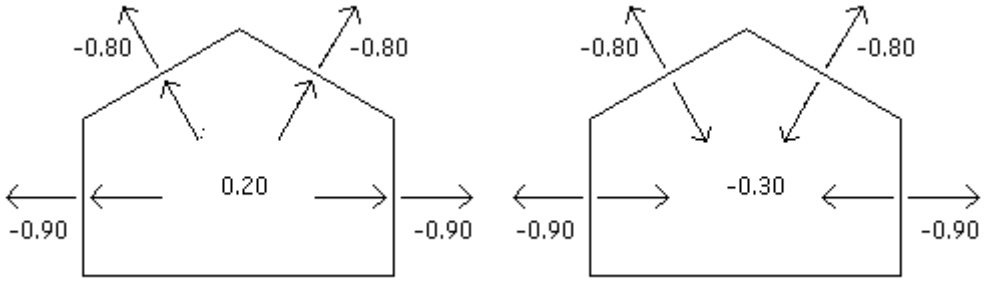


Figura 8 – Combinação dos coeficientes de pressão (ventos incidentes a 0°)

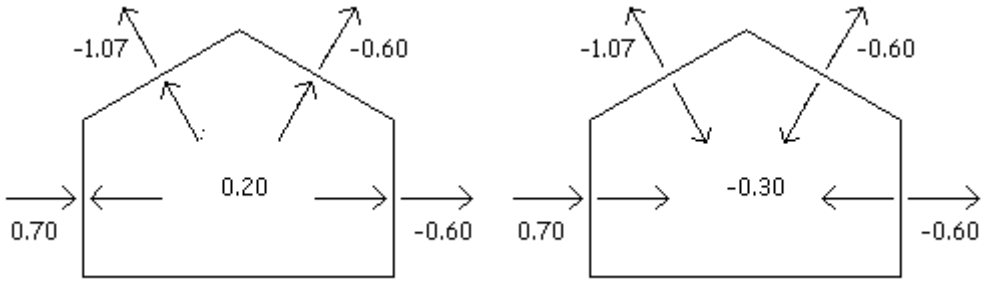


Figura 9 - Combinação dos coeficientes de pressão (ventos incidentes a 90°)

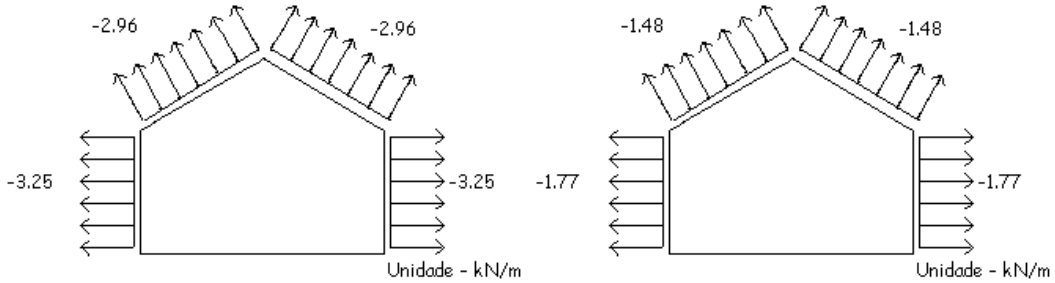


Figura 10 - Carregamentos atuantes nos pórticos (vento 0°)

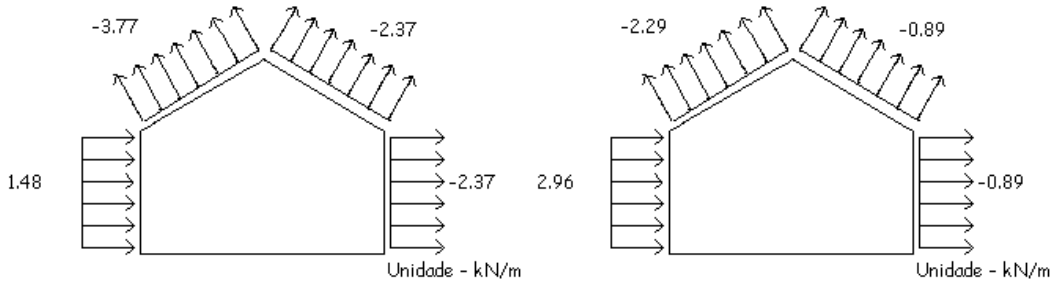


Figura 11 - Carregamentos atuantes nos pórticos (vento 90°)

2.2 Combinações de carregamento

As combinações de ações são formadas por coeficientes de ponderação que multiplicam os valores das ações para determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Para a definição dos esforços solicitantes, utiliza-se as combinações últimas decorrentes do Estado Limite Último (ELU), que levam em consideração a variabilidade das ações e os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações. Para a determinação dos deslocamentos da estrutura, utiliza-se as combinações de serviço decorrentes do Estado Limite de Serviço (ELS).

Adotando os coeficientes estabelecidos na NBR 8800:2008 [2] e seguindo o que estabelece o item 4.7.7 (combinações de ações) da mesma norma, as combinações para o dimensionamento de estruturas de aço, tanto para verificação do estado limite último (esgotamento da capacidade resistente da estrutura) como para o estado limite de serviço, (relacionado ao conforto do usuário, à durabilidade e boa utilização das estruturas) são as seguintes, respectivamente:

ELU (cargas de gravidade) ➔ 1,25PP+1,4PA+1,5SC

ELU (cargas de vento) ➔ 1PP+1PA+1,4VN

ELS (cargas de gravidade) ➔ 1PP+1PA+0,7SC

ELS (cargas de vento) ➔ 1PP+1PA+1VN

Em que, PP se refere ao peso próprio, PA ao peso permanente, SC à sobrecarga e VN às cargas de vento.

2.3 Limites de deslocamentos

Conforme a tabela C.1, do anexo C da NBR 8800/2008, o deslocamento máximo vertical para vigas de cobertura é de L/250. Para terças de cobertura, o limite é de L/180 e para deslocamentos horizontais, no topo dos pilares, o limite é de H/300, em que L é o vão e H a altura do pilar.

Para a análise estrutural, é realizado o modelo tridimensional da estrutura em cada uma das tipologias. Adicionado o carregamento atuante e realizada a análise da estrutura, é observado se os limites último e de serviço atendem aos estabelecidos pelas normas vigentes, através do modelo tridimensional em elementos finitos que utiliza a análise linear e as combinações de carregamento para cada estado limite.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise da estrutura concentra-se na avaliação dos pórticos para as diferentes tipologias e vãos, levando em consideração que os elementos estruturais secundários, como terças, travessas, contraventamentos, etc. são os mesmos para todas as tipologias.

O consumo de aço é o indicador utilizado para avaliar o quanto uma estrutura é econômica ou não. Como as peças em aço são compradas pelo peso, logo, quanto mais leve a estrutura for, mais econômica ela será.

A taxa de consumo de aço referente à estrutura para fechamento lateral não está incluída nos resultados finais devido a variabilidade de sistemas disponíveis, como alvenaria de blocos cerâmicos ou de concreto, painéis pré-fabricados de concreto, telhas metálicas, painéis térmicos, etc.

Está sendo considerado apenas o peso das treliças e terças, que são as mesmas para todas as situações, por causa do espaçamento entre os pórticos que não varia.

Com relação às seções utilizadas nas treliças, tem-se uma grande variedade de perfis disponíveis no mercado, que podem atender aos diversos esforços atuantes em cada barra da estrutura, porém, sob o ponto de vista de fabricação, é interessante que não haja uma variabilidade de seções utilizadas no mesmo elemento, pois tende a elevar o custo de fabricação e tornar mais propício a erros. Logo, uma alternativa usual, em elementos treliçados, é a utilização de perfis leves em formato de U, para banzos, diagonais e montantes e cantoneiras também para diagonais e montantes.

Percebe-se que nas treliças triangulares suas conexões só podem ser articuladas devido ao afunilamento produzido pelo arranjo das barras, resultando em esforços elevados nos banzos nas proximidades dos apoios, por isso esse tipo de treliça não contribui para o enrijecimento do pórtico, reduzindo bastante a eficiência estrutural. Porém, possuem menor altura comparada às outras tipologias. As treliças trapezoidais possuem maior altura e esforços menores nos banzos, assim como as de banzos paralelos, resultando em estruturas mais leves que as triangulares.

Na tabela 1 estão listadas as deformações atuantes, as deformações limites estabelecidas por norma, as seções utilizadas nos banzos, montantes e diagonais, além do consumo de aço para todas as tipologias analisadas. Os deslocamentos horizontais não foram analisados.

Tabela 1 - Resultados do consumo de aço, deformações e seções empregadas nas diferentes tipologias e vãos analisados

Treliça triangular	Vão	Peso/ m²	Desloc. atuante (cm)	Desloc. limite (cm)	Seção dos banzos	Seção dos montantes e diagonais
Treliça triangular (TT)	15	7.65	4.7	6	U100x50 ch4.8mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	20	8.93	6.0	8	2U100x50 ch3mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	25	9.71	7.9	10	2U100x50 ch4.8mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	30	12.41	8.6	12	2U100x50 ch4.8mm	U100x50 ch3mm e U100x50 ch4.8mm
	35	12.44	9.1	14	2U100x50x25 ch4.8mm	U100x50 ch3mm e 2U100x50 ch4.8mm
	40	16.47	9.5	16	2U150x75x25 ch4.8mm	U100x50 ch3mm e 2U100x50 ch4.8mm
Treliça trapezoidal (TP)	15	7.42	1.5	6	U75x38 ch3mm	2L25x25 ch3mm
	20	7.99	2.5	8	U75x38 ch3mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	25	8.39	3.2	10	U100x50 ch3mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	30	7.29	4.7	12	U100x50 ch3mm	U100x50 ch3mm
	35	8.14	6.5	14	U100x50 ch3mm e U100x50 ch4.8mm	U100x50 ch3mm
	40	7.82	7.9	16	U100x50 ch3mm e U100x50 ch4.8mm	U100x50 ch3mm
Treliça banzos paralelos (BP)	15	7.29	2.3	6	U75x38 ch3mm	2L25x25 ch3mm
	20	8.56	3.9	8	U100x50 ch3mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	25	8.79	6.2	10	U100x50 ch3mm	2L25x25 ch3mm e U100x50 ch3mm
	30	9.45	8.9	12	U100x50 ch3mm e U100x50 ch4.8mm	U100x50 ch3mm
	35	10.09	11.3	14	U100x50 ch3mm e U100x50 ch4.8mm	U100x50 ch3mm
	40	10.06	14.5	16	U100x50 ch3mm e U100x50 ch4.8mm	U100x50 ch3mm

Através dos dados da tabela 1, observa-se que os deslocamentos máximos atuantes não ultrapassam os valores limites estabelecidos por norma, demonstrando que todos os modelos atendem ao Estado Limite de Serviço.

O gráfico da imagem 12 representa o comparativo entre do consumo de aço por metro quadrado dos modelos analisados, de acordo com cada tipologia e vãos. Através do gráfico, percebe-se que todas as tipologias apresentam uma tendência de aumento da taxa de consumo de aço à medida em que se aumenta o vão livre, com exceção das treliças trapezoidais que tiveram uma pequena redução no consumo de aço nos vãos acima de 25m, justificado pela sua maior altura e consequente aumento do braço de alavanca entre os banzos, permitindo a diminuição dos esforços atuantes. O consumo de aço nas treliças triangulares (TT) é muito mais elevado que nas outras treliças para os vãos maiores que 25 metros, enquanto que as treliças de banzos trapezoidais (TZ) apresentam em quase todos os vãos o menor consumo de aço.

O consumo de aço entre a tipologia com treliça trapezoidal e a com banzos paralelos apresentam pouca variação entre si, porém deve-se levar em conta a vantagem no uso das treliças de banzos paralelos devido sua facilidade de produção, já que os banzos paralelos proporcionam dimensões de montantes e diagonais constantes, facilitando o processo de fabricação.

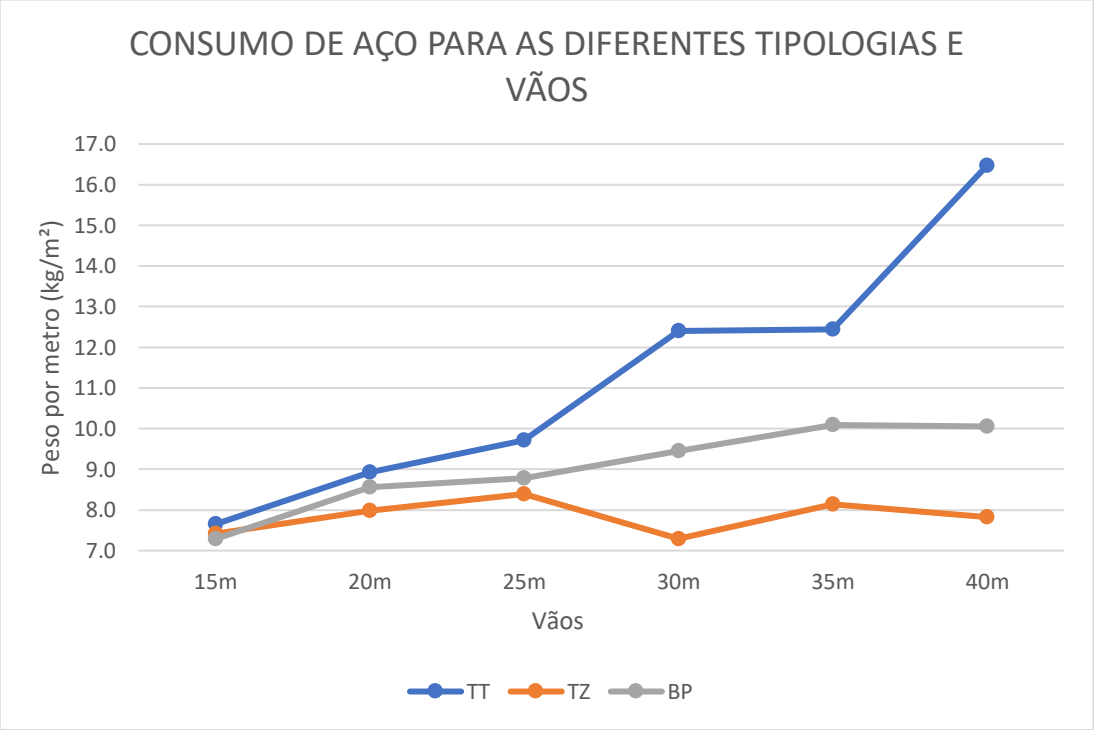


Figura 12 - Gráfico para comparação do consumo de aço para as diferentes tipologia e vãos

É importante ressaltar que apesar da possibilidade da substituição de apenas parte do banzo por seções maiores, onde os esforços são mais expressivos, deve-se levar em conta também a facilidade no entendimento e processo de montagem das peças. Uma grande variação nos tipos

de perfis ocasiona erros e processos de produção menos eficientes, por isso não se deve pensar apenas na economia de material, mas também no processo de fabricação e montagem.

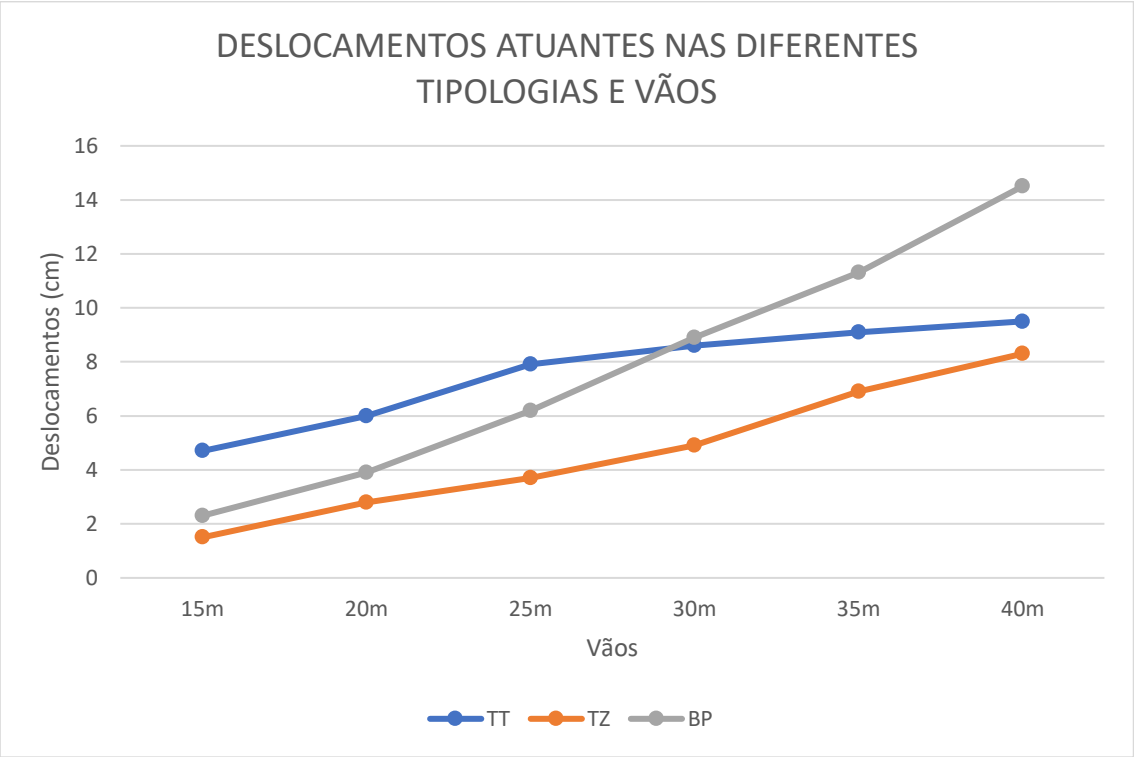


Figura 13 - Gráfico para comparação das deformações máximas atuantes para as diferentes tipologias e vãos

Os pórticos com treliça trapezoidal (TP) foram os que apresentaram menor deslocamento vertical, conforme ilustrado no gráfico da figura 13. Isto se deve à grande inércia da viga treliçada trapezoidal e da ligação viga/coluna, que pode ser considerada equivalente a uma viga com seção variável e ligação semi-rígida com as colunas. A viga em treliça triangular é a que mais se aproxima da viga trapezoidal quanto à inércia. Entretanto, as ligações entre a viga treliçada triangular e as colunas são naturalmente flexíveis, ou seja, a viga é bi-rotulada. Por esse motivo, não ocorre continuidade entre viga e colunas, o que causa maiores esforços e deslocamentos.

4 CONCLUSÃO

A escolha da solução estrutural e tipologia dos galpões metálicos é um processo importante e muitas vezes negligenciado. No entanto, com a crescente demanda por soluções mais econômicas e práticas, é fundamental avaliar diferentes opções para as estruturas em aço.

A partir do estudo realizado, percebe-se que dentre as tipologias analisadas, os galpões com treliças de banzos trapezoidais são os que apresentam melhor eficiência quanto à taxa de consumo de aço, principalmente para grandes vãos, assim como em relação aos deslocamentos verticais, sendo a tipologia que apresentou os menores valores.

As treliças triangulares apresentaram o maior consumo de aço para os maiores vãos. Devido a sua baixa altura e ligação rotulada nas colunas, proporciona maiores esforços nas barras necessitando seções com maior inércia.

É importante frisar que a tipologia com menor consumo de aço nem sempre será a mais viável, pois existem diversas variáveis num projeto que condicionam a escolha de determinada tipologia. Um exemplo seria a necessidade de um pé direito mais alto para armazenagem de objetos. Nesse caso, a tipologia mais viável seria a treliça de banzos paralelos, por isso a determinação da estrutura envolve um ponto de vista do projeto global.

Podem ser realizadas pesquisas e estudos complementares ao presente artigo envolvendo as seguintes abordagens:

- Incluir na análise os pórticos com treliças em arcos e com perfis de alma cheia;
- Estudo dos pórticos com espaçamentos maiores, como 9 e 12 metros, por exemplo;
- Avaliar os custos de fabricação e mão de obra para os diferentes tipos de treliças e/ou pórticos de alma cheia.

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus, pela vida que me foi dada e por ter me dado condições de enfrentar todos os desafios propostos até os dias de hoje. Agradeço à toda a minha família, pelo apoio, cuidado e suporte, aos amigos de curso e profissão, nos quais pudemos dividir vários momentos de aprendizagem e a todos que contribuíram com minha evolução profissional e pessoal.

REFERÊNCIAS

1 BELLEI, Ildony H. Edifícios Industriais em Aço. 5ª edição. São Paulo, Editora Pini, 2006.

2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro. ABNT 2008.

3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. ABNT 1988.

4 PRÁVIA, Zacarias M. Chamberlain. VisualVentos. Programa para cálculo de esforço devido ao vento de edificações com planta retangular e telhado a duas águas. FEAR – Universidade de Passo Fundo, 2008. (Software)

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

Os Efeitos da Amplitude Térmica do Ambiente em Estruturas de Aço para Edificações: Um Estudo de Caso

Danielle Malvaris Ribeiro[1]
Glauco José de Oliveira Rodrigues[2]

Resumo

A variação de temperatura pode ser considerada um carregamento capaz de provocar esforços em estruturas hiperestáticas, tais quais a de uma edificação, quando concebida como um pórtico tridimensional. Acompanhando estas solicitações, surgem os deslocamentos nodais que, em se tratando de aço, material de alta condutibilidade térmica, acenam como fator de alta relevância e que não deve em hipótese nenhuma ser desprezado nos projetos de estruturas em aço.O presente trabalho tem por objetivo, apresentar um estudo de caso real de uma edificação de alto padrão com estrutura em aço construída na cidade do Rio de Janeiro, que apresentou patologias visíveis, imediatas e recorrentes em seus componentes não estruturais (alvenarias e revestimentos), cuja retro análise estrutural, considerando o efeito da variação de temperatura devida a amplitude térmica sazonal estimada, as justificou e viabilizou a propositura de soluções mitigatórias. A estrutura da edificação foi remodelada e o efeito variação de temperatura do ambiente considerado nas combinações de carregamento. Para tanto foi utilizada a ferramenta computacional Cype 3D (conforme os critérios da NBR 8800:2008), e constatou-se que os deslocamentos nodais (em especial os causadores das patologias) eram perfeitamente compatíveis com os medidos *in loco*, através das aberturas de trincas nos componentes não estruturais da edificação. Foram propostas duas soluções objetivando-se a redução dos deslocamentos nodais devidos ao efeito de alongamento/encurtamento de algumas vigas da edificação em função dos efeitos da variação de temperatura, decorrentes da amplitude térmica sazonal na Cidade do Rio de Janeiro.

Palavras-chave: Variação de temperatura; Edificações em aço; Estruturas metálicas, Análise estrutural.

The Effects of Environmental Thermal Amplitude on Steel Structures for Buildings: A Case Study

Abstract

The temperature variation can be considered a load capable of causing efforts in hyperstatic structures, such as a building, when conceived as a three-dimensional frame. Accompanying these requests, nodal displacements appear which, in the case of steel, a material of high thermal conductivity, rise as a highly relevant factor and which should under no circumstances be neglected in the design of steel structures.The objective of this work is to present a real case study of a high standard building with a steel structure built in the city of Rio de Janeiro, which presented visible, immediate and recurrent pathologies in its non-structural components (masonry and coatings), whose structural retro analysis, considering the effect of the temperature variation due to the estimated seasonal thermal amplitude, justified them and enabled the proposition of mitigation solutions.The structure of the building was remodeled and the environmental temperature variation effect considered in the load combinations. For this purpose, the computational tool Cype 3D was used (according to the criteria of NBR 8800:2008), and it was found that the nodal displacements (especially those that cause the pathologies) were perfectly compatible with those measured, through the crack openings in the non-structural components of the building.Two solutions were proposed with the aim of reducing nodal displacements due to the elongation/shortening effect of some beams in the building due to the effects of temperature variation, resulting from the seasonal thermal amplitude in the City of Rio de Janeiro.

Keywords: Temperature variation; Steel buildings; Metal structures, Structural analysis.

[1] Engenheira Civil/UERJ, M.Sc., Professora Assistente, Curso de Graduação em Engenharia Civil, UVA e UNESA, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[2] Engenheiro Civil/UERJ, D.Sc., Professor Adjunto, Departamento de Estruturas e Fundações / UERJ e Curso de Graduação em Engenharia Civil e Ambiental / PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O aço apresenta-se cada vez mais como uma solução consolidada para construções industrializadas, otimizando prazo, custo e difundindo uma racionalização do sistema, proporcionando assim maior sustentabilidade no processo de construção. Contudo, devem ser consideradas suas propriedades físicas e mecânicas para um melhor entendimento de seu comportamento aplicados a soluções estruturais em projetos de casas, edifícios, galpões, dentre outros.

Um ponto de atenção é a interface de sistemas de vedação utilizados com a estrutura metálica. Devido às diferentes propriedades, cada material apresenta um comportamento diferenciado. Um elevado gradiente de temperatura, dependendo dos diferentes coeficientes de dilatação térmica, provoca deslocamentos devidos a dilatação e retração diferentes, de acordo com o material utilizado. Dessa forma, é essencial um estudo entre essas interfaces e soluções adequadas para que os materiais trabalhem em consonância, evitando futuras patologias.

O presente artigo refere-se a um caso real de inspeção técnica em uma residência de alto padrão em condomínio situado no município do Rio de Janeiro, solicitada devido às patologias ocorridas nas alvenarias do segundo pavimento da edificação. Foram observadas rachaduras verticais na parte interna das paredes do segundo pavimento, exatamente na direção do perfil metálico da coluna, conforme indicado na Figura 1 e na Figura 2.



Figura 1 - Fachada lateral da residência



Figura 2 - Local da abertura de fissura na vedação (vista interna).

Segundo a NBR 8800 [1], a variação da temperatura é considerada uma ação variável. Ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção, como também: uso e ocupação da edificação, pressões hidrostáticas e hidrodinâmica e ação do vento.
As variações de temperatura não provocam solicitações em estruturas isostáticas, ou seja, causam deslocamentos sem que apareçam esforços. Contudo, em estruturas hiperestáticas, estas variações provocam deformações e esforços internos na estrutura, Martha [2].

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A visita técnica foi solicitada devido ao aparecimento de rachaduras na alvenaria, mesmo executando corretamente a sua ligação com a estrutura metálica, como especificada em projeto. A rachadura apareceu na região do pilar metálico e apenas no segundo pavimento.
Após a inspeção no local, a análise do problema teve como base o estudo e modelagem do projeto estrutural da residência, fornecido pelo proprietário, modelado através do software de análise estrutural e dimensionamento Cype 3D [3] (Figura 3), aplicando todas as ações, inclusive o gradiente de temperatura.

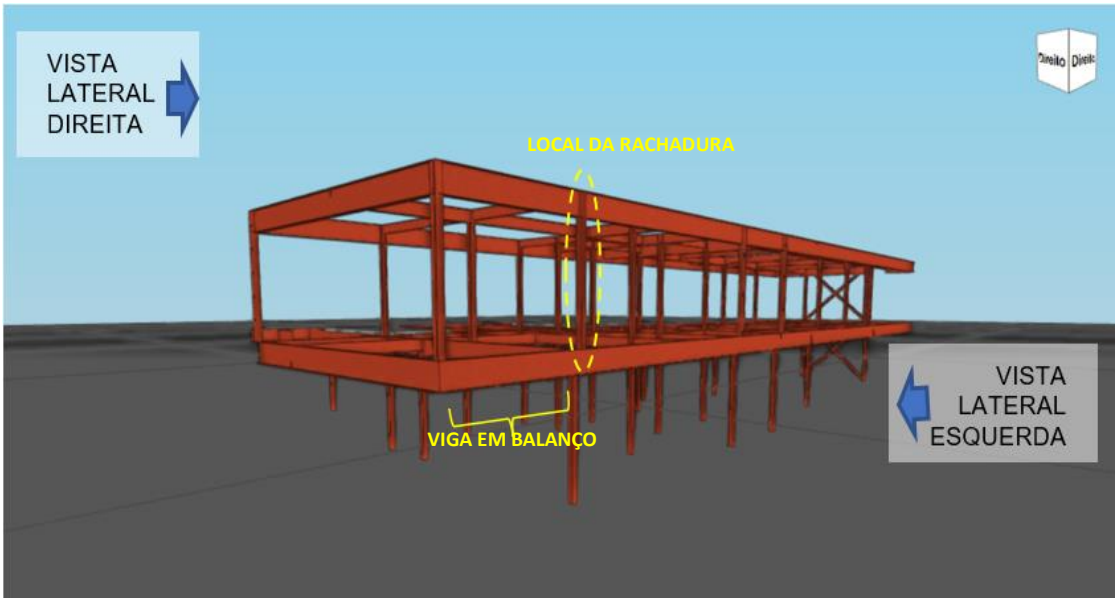


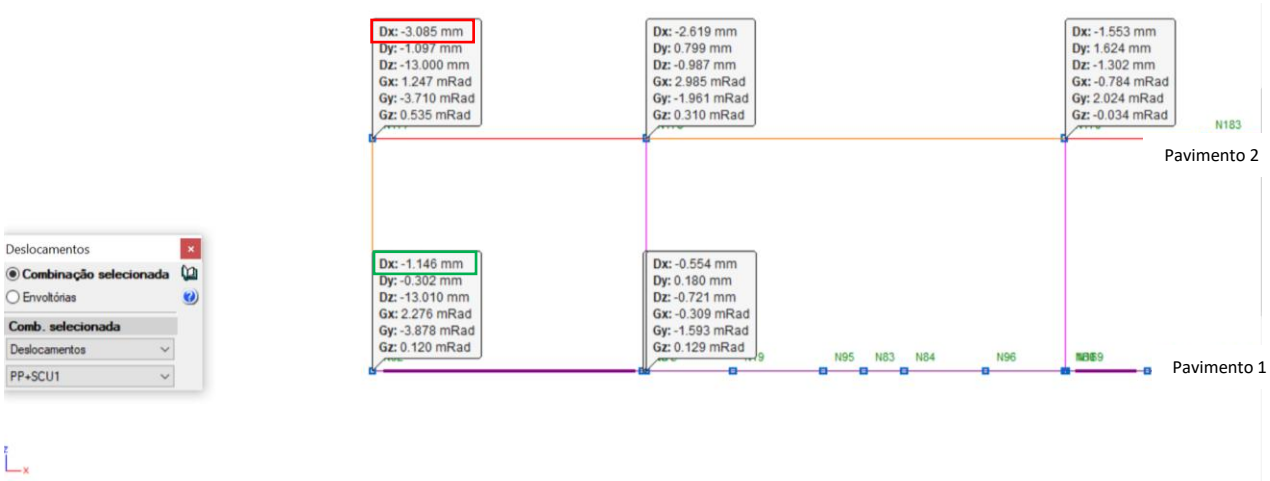
Figura 3 - – Modelo da residência em 3D

A modelagem teve como finalidade analisar o comportamento da estrutura, mais especificamente das vigas de aproximadamente 4,50m em balanço, que parte da coluna onde foi verificada a rachadura. Percebe-se no modelo, que considerando uma variação de temperatura, existem deslocamentos diferenciados nos nós nas extremidades das vigas. Para tal análise foi considerada uma variação de temperatura de 10°C, de acordo com o Quadro 1.

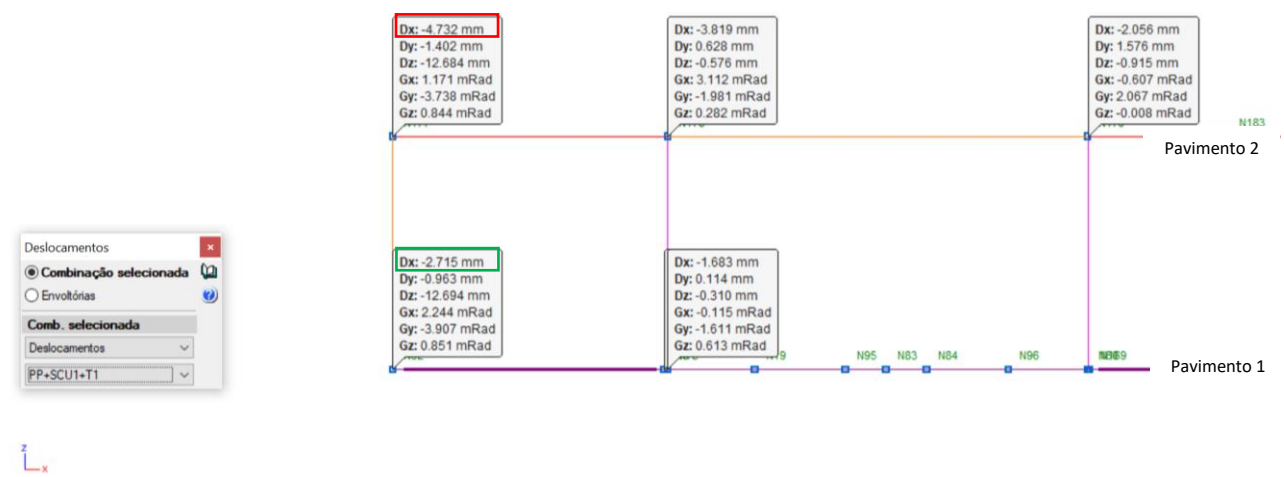
Quadro 1 - Amplitude térmica – Rio de Janeiro, 2021
Fonte: Climadate-Data.ORG

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maio	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	26,7	27	25,9	24,3	21,8	20,8	20,1	20,9	22,2	23,7	24,2	25,8
Temperatura mínima (°C)	23,3	23,3	22,7	21,1	18,2	16,8	16	16,5	18,1	20	21	22,4
Temperatura máxima (°C)	31,2	31,7	30,2	28,5	26,2	25,8	25,4	26,5	27,5	28,6	28,5	30,1
Amplitude Térmica (ºC)	**7,9**	**8,4**	**7,5**	**7,4**	**8**	**9**	**9,4**	**10**	**9,4**	**8,6**	**7,5**	**7,7**

A Figura 4 apresenta a comparação do deslocamento dos nós da estrutura, vista lateral esquerda, considerando apenas as ações de peso próprio e sobrecarga (Figura 4.a) e em seguida além destas, considerando também a amplitude térmica na análise (Figura 4.b).



(a) Combinação considerada: peso próprio e sobrecarga



(b) Combinação considerada: peso próprio, sobrecarga e variação de temperatura

Figura 4 - Deslocamento dos nós - Vista lateral esquerda

Conforme pode ser observado, o deslocamento no Pavimento 2, denominado Dx, é de 3,085mm (sem a consideração da temperatura – Figura 4.a), e 4,732mm (com a consideração da temperatura - Figura 4.b), acarretando em um deslocamento não previsto de 1,0647mm. No Pavimento 1, este aumento é de 1,146mm para 2,715mm, acarretando um alongamento de 1,569mm. Observa-se claramente que a desconsideração do efeito da variação da temperatura como carregamento adicional considerado nas combinações é significativo no cálculo de deslocamentos em estruturas, principalmente em aço devido à sua alta condutibilidade térmica.

Devido a esta constatação, foram apresentadas duas propostas de intervenções na estrutura, a fim de minimizar os deslocamentos dos nós da extremidade livre, que por consequência solicitam as partes não estruturais, como por exemplo as alvenarias e seus revestimentos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No intuito de causar a menor intervenção possível, visto que a obra já se encontrava em fase de acabamento, pensou-se em soluções que não afetassem demasiadamente a fachada e evitasse demolições.

3.1 SOLUÇÃO PROPOSTA 1

A primeira proposta apresenta uma solução inserindo tirantes metálicos na cobertura, de modo que as vigas em balanço do pavimento superior ficassem ligadas a um montante, conforme Figura 5.

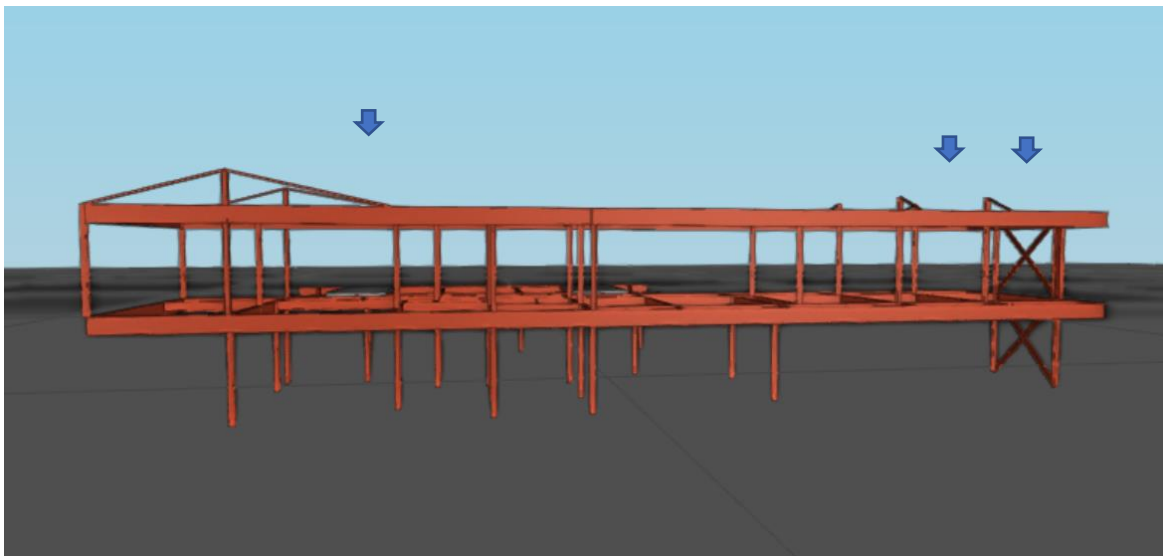


Figura 5 - Solução proposta 1

A Figura 6 apresenta um comparativo do deslocamento dos nós da estrutura original e da mesma com a solução proposta.

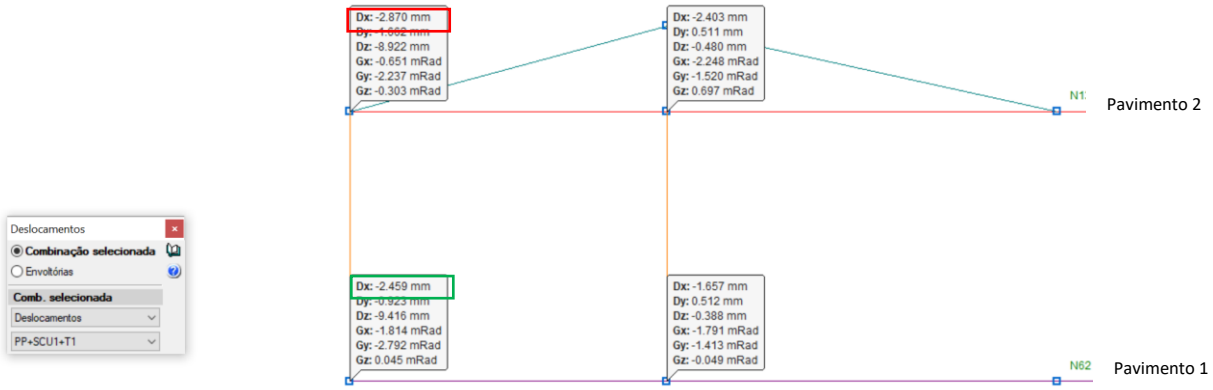


Figura 6 - Vista Lateral Esquerda – deslocamento dos nós considerando atirantamento

Comparando os deslocamentos da extremidade em balanço mostrados na Figura 6 (com atirantamento) com os da Figura 4.b (sem atirantamento), ambas considerando o efeito da temperatura nas combinações de carregamento, o deslocamento Dx no Pavimento 2, reduz de 4,732mm para 2,870mm, reduzindo o deslocamento em 1,862mm. No Pavimento 1 observa-se a redução no deslocamento de 2,715mm para 2,459mm, reduzindo-o em 0,256mm.

3.2 SOLUÇÃO PROPOSTA 2

A pedido do cliente, foi testada a solução de introdução de dois pilares no pavimento térreo sob os balanços da parte frontal da edificação, afastados de 1 metro da sua extremidade, para que não interfiram com a escada existente, conforme Figura 7.

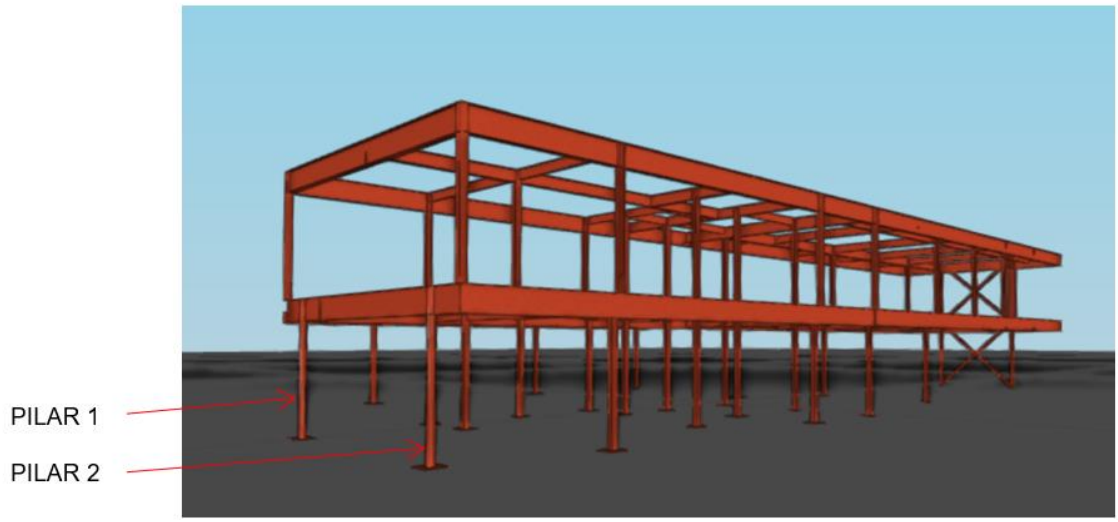


Figura 7 - Modelo com inserção de dois pilares. Solução Proposta 2.

Desta forma, primeiramente foram testados pilares de perfil H, similares aos perfis já adotados como pilares na construção e posteriormente adotados perfis tubulares de aço dobrado, com aço ASTM A572 Gr50.

Os resultados dos deslocamentos sem pilares e com pilares podem ser comparados nas Figura 8 e Figura 9.

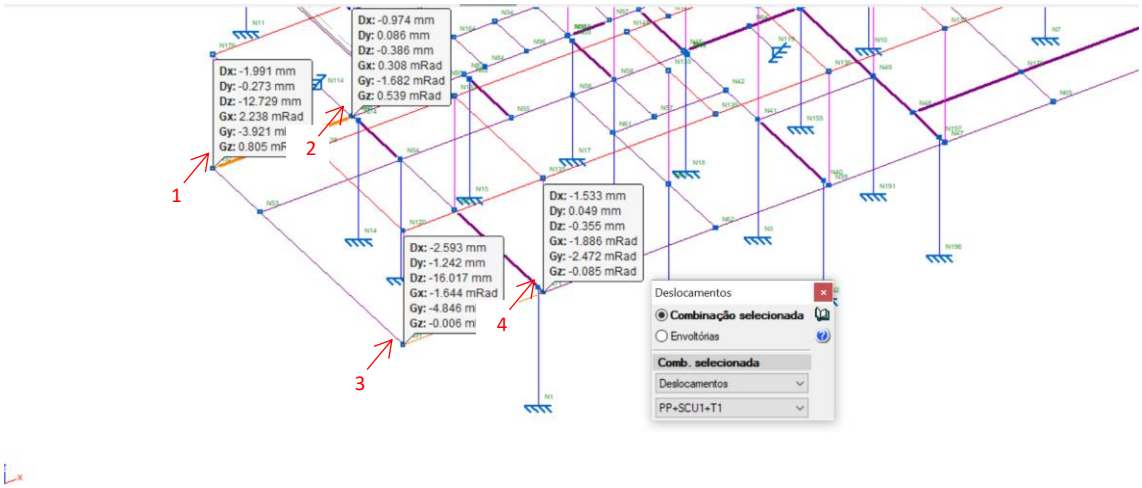


Figura 8 - Deslocamento dos nós sem os pilares.

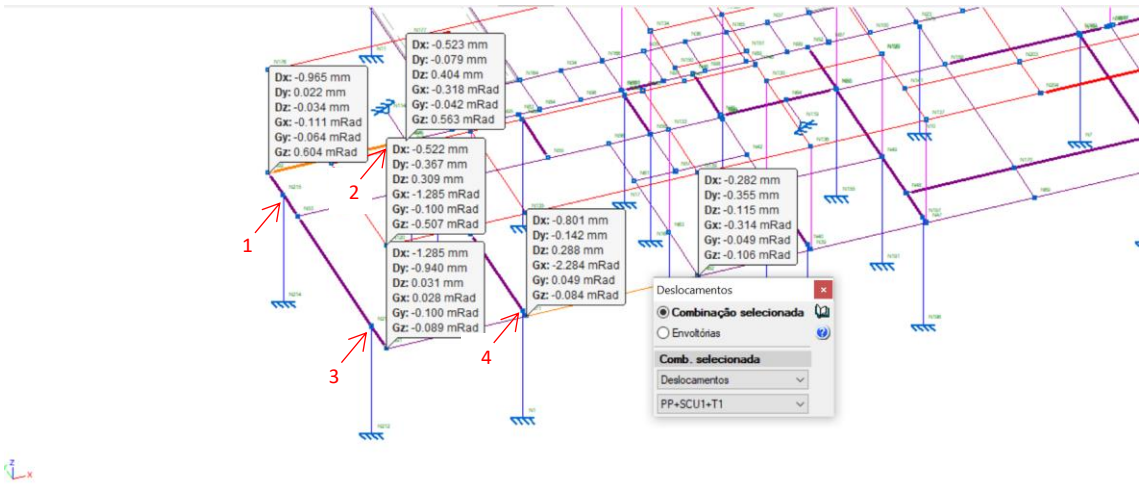


Figura 9 - Deslocamento dos nós com os pilares em perfil H.

A Tabela 1 apresenta as verificações quanto aos deslocamentos iniciais (sem pilares) e os deslocamentos após a consideração dos pilares. Pode-se constatar que os mesmos diminuíram consideravelmente após inserir os dois pilares no vão de balanço da estrutura.

Tabela 1 - Comparativo dos deslocamentos sem e com pilares

Ponto		Sem pilares	Com pilares
Lateral direita – nó 1	Dx	-1,991	-0,965
	Dz	-12,729	-0,034
Lateral direita – nó 2	Dx	-0,974	-0,523
	Dz	-0,386	0,404
Lateral esquerda – nó 3	Dx	-2,593	-1,285
	Dz	-16,017	0,031
Lateral esquerda – nó 4	Dx	-1,533	-0,801
	Dz	-0,355	0,288

Os pilares tubulares especificados são de aço dobrado A572 Gr50, NBR 14762 [4], perfil Ø168,3 x 5mm. Foram projetadas sapatas e inseridas placas de base, detalhadas para cada pilar. É importante ressaltar que as deformações existentes foram zeradas antes da instalação dos pilares através de macaqueamento para nivelamento das vigas em balanço.

3.3 RESUMO DOS PERFIS UTILIZADOS - PROPOSTA 1

A Proposta 1 consiste na utilização de perfis tipo I e cantoneiras duplas no nível superior à laje do segundo pavimento, conforme
Tabela 2, totalizando 419 quilos em perfis de aço.

Tabela 2 - Resumo dos perfis da Proposta 1

Perfil	Comprimento(m)	Quantidade	Total(m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)
W 150 x 22,5	0,5	4	2	22,5	
	1	2	2	22,5	
			4	**22,5**	**90,00**
2 L60 x 60 x 8	4,7	2	9,4		
	3,9	2	7,8	14,18	
	1,5	4	6	14,18	
			23,2	**14,18**	**328,98**
				Total:	**418,98**

3.4 RESUMO DOS PERFIS UTILIZADOS - PROPOSTA 2

A Proposta 2 refere-se a inserção de dois pilares tubulares circulares em aço na fachada, diminuindo consideravelmente a condição de balanço das vigas. De acordo com a *Tabela 3*, acrescentou 132 quilos de aço.

Tabela 3 - Resumo dos perfis da Proposta 2

Perfil	Comprimento(m)	Quantidade	Total(m)	Peso (kg/m)	Peso total (kg)
Φ168,3 x 5	3,275	2	6,55	20,13	
				Total:	**131,89**

4 CONCLUSÃO

Na ocasião da vistoria verificou-se a abertura de rachaduras de aproximadamente 2mm na linha das colunas metálicas do pavimento superior, junto aos balanços da estrutura.
Considerando que a variação de temperatura no aço causa deformações, e que os materiais se dilatam de forma diferente de acordo com o seu coeficiente de dilatação térmica, pressupõe-se que a abertura de rachaduras nas alvenarias pode se dar por movimentação de efeitos térmicos.
Foi observado que as deformações, quando considerada a temperatura, foram compatíveis com as fissuras encontradas no momento da vistoria. Com isso, supõe-se que o efeito da temperatura tenha causado essa abertura. A estrutura foi modelada e foram testadas duas opções de intervenções, menos invasivas, de modo que não afetasse a fase em que a obra se encontrava. Visando evitar impactos arquitetônicos na fachada, considerou-se apropriada a intervenção na cobertura, através do atirantamento.
Contudo, em comum acordo com o proprietário, foi testada a inserção de dois pilares sob o balanço na parte frontal da edificação. Constatou-se uma considerável diminuição nos deslocamentos. Como consequência, foram executadas sapatas assentes a 1 metro de profundidade, de modo a garantir tensão no terreno compatível com a sondagem.
Esse artigo demonstra a importância de considerar o efeito de grandes variações de temperatura em uma estrutura metálica, principalmente em sistemas estruturais hiperestáticos que venham contemplar grandes vãos em balanço.

REFERÊNCIAS

[1] ABNT NBR 8800: 2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

[2] Martha, Luiz Fernando. Análise de Estrutura. Conceitos e Métodos Básicos. Ed. Elsevier. Rio de Janeiro, 2010.

[3] Cype 3D – Cype Ingenieros. Versão 2021. Brasil.

[4] ABNT NBR 14762:2001- Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento.

Tema: Construções leves estruturadas em aço

O USO DO AÇO EM RESIDÊNCIAS NA ARQUITETURA CONTEMPORÂNEA PAULISTANA

Andressa Anis Lahoud[1]
Maria Augusta Justi Pisani[2]

Resumo

O uso do aço em residências não é frequente na arquitetura contemporânea paulistana. O emprego deste sistema construtivo é caracterizado pela agilidade, estabilidade, baixo custo a longo prazo, reaproveitamento, versatilidade e alta preservação do meio ambiente, vantagens ideais para construir em uma cidade com alta densidade populacional como São Paulo, visto que o espaço é reduzido e o tempo é restrito. Além destas características, os aperfeiçoamentos científicos e tecnológicos do cenário da construção civil permitiram que os arquitetos tivessem maior liberdade e originalidade na fase projetual, já que o aço viabiliza diversas necessidades plásticas e flexibilidade, oferecendo a melhoria dos processos construtivos e favorecendo a industrialização do setor da construção nacional. Entretanto, a uniformidade do cenário da construção da cidade e a falta de atualização técnica de profissionais engenheiros e arquitetos, criaram uma resistência em construir residências em estruturas de aço, priorizando outras tipologias. Esta pesquisa teve como objetivo estudar o uso do aço nas estruturas de obras residenciais paulistanas a partir do século XXI. Com essa finalidade, foram levantados dados bibliográficos e de campo, para analisar três residências paulistanas construídas entre 2016 e 2018. Os resultados obtidos indicaram quesitos para a aplicação de estruturas metálicas em novas propostas projetuais.

Palavras-chave: Arquitetura; Aço; Residências.

THE USE OF STEEL IN RESIDENCES IN CONTEMPORARY ARCHITECTURE IN SÃO PAULO

Abstract

The use of steel in residences is not frequent in contemporary architecture in Sao Paulo. The use of this system is characterized by agility, stability, low cost in the long term, reuse, versatility and high preservation of the environment, ideal advantages for building in a city with a high population like Sao Paulo, since space is reduced, and time is restricted. In addition, scientific and technological improvements in the civil construction have allowed architects to have greater freedom and originality in the design, since steel enables different plastic needs and flexibility, offering the improvement of construction processes and favoring the industrialization of the sector of national construction. However, the uniformity of the construction scenario in the city and the lack of technical updating of professional engineers and architects created a resistance to building residences in steel structures, prioritizing other types. This research aimed to study the use of steel in the structures of residential works in São Paulo from the 21st century onwards. For this purpose, bibliographic and field data were collected to analyze three residences in Sao Paulo built between 2016 and 2018. The results

obtained indicated requirements for the application of metallic structures in new design proposals.

Keywords: Architecture; Steel; Residences.

[1] Estudante de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, São Paulo, Brasil.

[2] Arquiteta e Urbanista, doutra em Engenharia Civil Urbana, professora e líder do grupo de pesquisa Arquitetura e Construção da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O aço estrutural é uma liga de ferro-carbono e elementos químicos adicionais [1]. O aço-carbono pode ser de baixo-carbono, moderado, médio-carbono e alto-carbono. Essas classificações se dão a partir da quantidade de carbono presente na liga, variando de 0,15% a 1,70%. Para as estruturas da construção civil o aço de baixo-carbono é o mais usado, visto que quanto menos carbono, o aço se apresenta mais resistente e soldável [2].
O aço ASTM A36 é tipo de baixo-carbono, um dos mais usados no Brasil para a produção de perfis, chapas e barras. Ele se enquadra entre os materiais cuja qualidade e resistência permitem a aplicação para finalidades estruturais. Esse tipo de aço é facilmente usinado e é frequentemente galvanizado para evitar a corrosão [2].
O estímulo do uso da estrutura de aço nas edificações da cidade de São Paulo, se dá pelas diversas vantagens do seu emprego. Algumas das suas características que impulsionaram os escritórios e arquitetos responsáveis pelos projetos residenciais estudados neste trabalho a utilizarem este material, foram: a rapidez, a segurança, o custo a longo prazo, a flexibilidade e a sustentabilidade [3],[4].
A rapidez do processo construtivo se caracteriza como uma vantagem para as grandes cidades, como São Paulo, porque o uso de estruturas de aço pode proporcionar uma redução de até 1/3 nos prazos de construção quando comparados aos prazos previstos pelo método convencional [5]. As estruturas desse material são industrializadas e chegam prontas no local da obra, sendo necessária apenas a montagem [4]. As estruturas produzidas dentro de uma fábrica não apresentam problemas com as intempéries, a confecção reduz os erros e aumenta a qualidade da edificação [2].
Pelo fato de ser necessária somente a montagem no canteiro, esse sistema construtivo proporciona a redução de funcionários e esta diminuição requer uma racionalização que promove uma supervisão mais detalhada do processo de construção, o que evita a maior parte dos acidente, mas para isso acontecer os operários precisam de conhecimentos técnicos deste método. Além do domínio técnico, o fato da industrialização das peças de aço ter uma maior viabilidade nos cálculos, propicia um aumento na precisão quantitativa do material a ser usado. Dessa maneira, além de menos operários, os custos, os prazos, as sobras, os desperdícios e os acidentes no canteiro de obras seriam mínimos [5].
Além de oferecer a racionalização e mais segurança, Magalhães [6] acrescenta que o aumento do uso desse tipo de estrutura se dá em decorrência das características especificas dos materiais utilizados nas estruturas e da evolução cientifica e tecnológica, as quais permitem que o arquiteto tenha maior liberdade na fase projetual, possibilitando novas alternativas formais, visto que o aço se adapta a diversas necessidades plásticas e de flexibilidade [6]. Ou seja, o aço favorece a criação de formas que seriam muito difíceis ou inviáveis em outros sistemas construtivos.
Adicionalmente, por ser uma estrutura leve e industrializada, ela permite que os arquitetos proponham soluções estruturais criativas [7]. Aspecto muito atraente para a arquitetura paulistana, tendo em vista que o estilo das construções residenciais da cidade carece de originalidade e criatividade [8]. O arquiteto Nelson Dupré ressalta a possibilidade de criatividade na arquitetura ao usar o aço em uma entrevista à Revista Arquitetura e Aço em 2019:

> [...] Outro aspecto importante é a esbeltez, a leveza do material, que possibilita lidar com os elementos de maneira dimensional com muito mais

> liberdade. O aço é muito maleável e permite que nós tenhamos uma certa fantasia em relação às soluções que podemos adotar (9:22).

Além disso, mesmo que as fundações sejam de caráter tradicional, elas proporcionam uma economia de até 30% nos custos de fundações por m², visto que a estrutura metálica não exige uma fundação grande como o sistema convencional [10]. Além do preço das fundações, o custo da estrutura, mesmo que seja inversamente proporcional ao tamanho da obra e oscilante de acordo com o valor dólar, é considerado uma vantagem a longo prazo [11]. O valor do sistema construtivo é vantajoso também por permitir vãos maiores com peças menores, possibilitar balanços superiores e um grande aproveitamento do pé-direito [2],[6]. No mesmo sentido, os arquitetos Marcelo Barbosa e Flávio Carsalade [12] acrescentam que além dos balanços, do pé-direito e dos vãos maiores, a estrutura metálica viabiliza uma melhor versatilidade e leveza das estruturas, fatores que proporcionam agilidade nas construções e menor impacto ambiental por ser uma obra seca.

O uso de estruturas metálicas em metrópoles, como São Paulo, é uma saída inteligente, porque verificou-se um aumento da demanda do setor da construção civil e, consequentemente, houve a necessidade de que as construções fossem mais rápidas [13]. Além disso, com a densa urbanização de São Paulo, áreas livres são restritas para a construção de edificações do método artesanal tradicional, ou seja, o espaço para fazer uma fundação segura, sem prejudicar outras edificações, é limitado [14],[15]. Nesse sentido, as sessões de pilares e vigas de aço caracterizam-se como uma possível solução, dado que são menores em relação às equivalentes em concreto, implicando em uma melhor utilização do espaço.

A cidade de São Paulo possui uma topografia muito variável, por isso que muitas vezes as construções são mais difíceis de serem executadas. Porém, com o sistema de construção industrializado das estruturas metálicas, os problemas provocados pelos níveis do solo são minimizados e os canteiros de obras passam a ser locais de montagem das estruturas [6].

Com a estrutura de aço é possível fazer adaptações, mudanças e reformas de forma ágil. As passagens dos sistemas de hidráulica, elétrica, gás e ar-condicionado são simplificadas, pois já são pré-definidas e os revestimentos são formados por perfis que podem ser recortados de forma prévia em fábrica [2],[16]. Quando as adaptações, mudanças e reformas, o revestimento é retirado e o problema é corrigido imediatamente, assim, é recoberto, retocado e pintado para finalizar [5]. As ampliações, da mesma maneira, são simples e limpas ao serem comparadas às de alvenaria. Inclusive, é possível reaproveitar e reciclar a maior parte dos materiais envolvidos na construção. O reaproveitamento e o baixo índice de desperdício de materiais, as construções de aço promovem um alto índice de preservação do meio ambiente construído, e mesmo que o material seja reaproveitado inúmeras vezes, o aço não perde as características básicas de qualidade e de resistência às futuras gerações [3].

Porém, essas características positivas não se refletem no número de projetos que fazem uso desse material no setor da construção civil brasileiro. Segundo a ABCEM [17], em 2019, esse setor foi responsável por 37,6% do consumo aparente do aço em todo o país, dado que evidencia o baixo uso do material no cenário das cidades, a falta de preocupação dos empresários e investidores e a falta de conhecimento técnico de profissionais engenheiros e arquitetos. Em um curso oferecido pela ABCEM em 2021, o engenheiro Alexandre Vasconcellos [2], enfatiza que com o avanço tecnológico no Brasil, o sistema construtivo em aço está se tornando mais comum: “Não tenho dúvidas em afirmar que as estruturas de aço já

são um sistema tradicional, não só no exterior, mas também no Brasil. O problema é o preconceito e o desconhecimento desse sistema construtivo" (informação verbal). [1]
Segundo a pesquisa do Cenário dos fabricantes de estruturas em aço de 2019 da ABCEM [17], a região sudeste representa quase 60% da produção de estruturas em aço. Ao analisar os estados dessa região, São Paulo se destaca com a maior quantidade das empresas e de consumidores. De 2018 a 2019 houve um aumento de 25,6% de produção no estado [17]. O Instituto Aço Brasil [18], informou que no acúmulo de janeiro a julho de 2021, a produção alcançou 21 milhões de toneladas, 22% a mais que no mesmo período de 2020.
Ainda que o ano de 2019 teve um crescimento de produção em relação a 2018, assim como 2020 e 2021, atingindo o patamar mais alto dos últimos 4 anos, a participação de estruturas metálicas em residências continuou baixa, cerca de 1% [17]. É viável observar, então, que a cultura da arquitetura e da construção civil brasileira, se desenvolveu com as características artesanais do concreto armado, a qual é fundamentada em processos de produção sem um sistema ou filosofia de gestão que auxilie na melhoria tanto dos processos quanto do produto [19].
O caráter artesanal da produção de resistência revela o descaso de alguns profissionais com a gestão dos procedimentos, que também envolve a fase de planejamento e projeto. A construção civil até então, contempla o uso dos sistemas tradicionais e materiais rústicos, o que permite uma viabilidade mais ampla da matéria prima. Porém, podem aparecer manifestações patológicas, improdutividade e desperdícios, os quais não podem ser admitidos.
No contexto de adotar novos sistemas construtivos industrializados, Heloisa Marigoni [4] afirma que "o aço é sinônimo de arquitetura moderna."(4:07), e pode oferecer a melhoria dos processos e favorecer a industrialização do setor da edificação nacional, principalmente em residências.
Desta maneira, espera-se contribuir com o tema apontando o uso do aço como um bom método construtivo dentro da arquitetura paulista contemporânea, o qual supera a durabilidade, a sustentabilidade, a rapidez, a organização e administração de obras, o retorno financeiro e a redução de acidentes da cultura artesanal instalada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram escolhidas três residências como estudos de caso. Elas foram selecionadas pois fazem parte da arquitetura contemporânea paulistana e fazem uso do aço. Cada uma delas possui suas próprias características: uma de alto padrão; outra de esquina, a qual possui mais visibilidade; e a última, que é geminada a outras 4 residências, e todas se encontram na cidade de São Paulo. São elas respectivamente: Residência M.C.C (2016) do AndradeMorettin; Casa Box (2017) do FCstudio; e Casa Maria Carolina do Estúdio Artigas (2018).
Os critérios abordados nas análises entre as três residências foram:

3 ESTUDOS DE CASO

[1]Informação fornecida por Alexandre Vasconcellos no Curso ABCEM sobre Estruturas de Aço a Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Presbiteriana Mackenzie em São Paulo, em setembro de 2021.

- Localização;
- Pré-existências;
- Implantação da residência no lote;
- Decisões tomadas para entender as relações da arquitetura e a estrutura;
- Categorias e perfis de aço utilizados;
- Responsável e fornecedor pela estrutura metálica;
- Possíveis patologias;
- Análises arquitetônicas e estruturais nas plantas, fachadas, cortes e imagens.

3.1 Residência M.C.C.

A Residência M.C.C., é uma casa de 685 m² projetada em 2011 e construída apenas em 2016. Ela se encontra no bairro do Jardim Paulistano, bairro da zona Oeste da cidade, o qual é tombado pelo CONDEPHAAT.



Figura 1 – Terreno da Residência M.C.C. em 2014 e Residência M.C.C. em 2022.
Fonte: Google Earth, 2014; Andressa Lahoud, 2022.

O lote da Residência corresponde a junção de dois terrenos vizinhos. As fachadas destas casas ocupavam toda a largura do terreno (figura 1A). Em contrapartida, o partido do projeto da Residência M.C.C se deu a partir da fixação da casa em apenas uma empena, mas utilizando a continuidade de brises para deixar a fachada uniforme (figura 1B).

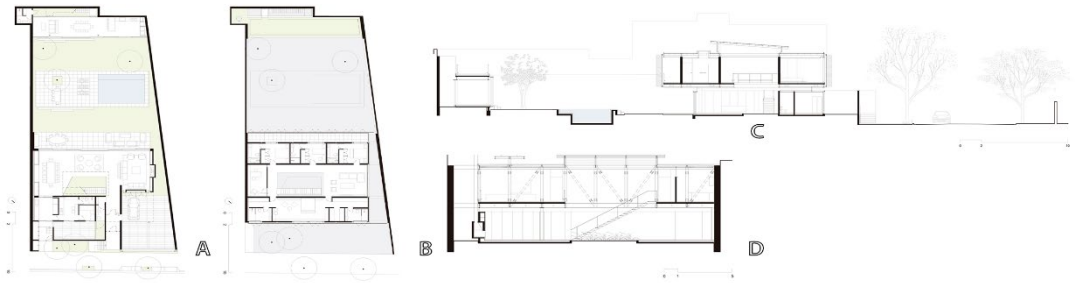


Figura 2 – Plantas e cortes da Residência M.C.C.
Fonte: Marcelo Maia Rosa, 2022.

Esta casa tem 3 acessos, todos pelo térreo: a garagem; o de serviços que se destina à área de serviços e à cozinha; e o social, o qual confere à sala de estar integrada à sala de jantar, a escada que fornece acesso ao pavimento superior e um jardim (figura 2A). Além dessas áreas,

o térreo possui dois decks, um que é uma continuação do setor integrado da sala de estar e jantar e outro que está mais afastado, o qual integra uma piscina retangular e todo o seu mobiliário. Ao final do terreno, há uma edícula a qual comporta uma área gourmet e estar, além de um banheiro e uma escada que concede acesso ao teto jardim (figura 2B).
O pavimento superior comporta uma sala de televisão, um escritório, áreas que estão no centro do andar, três suítes, localizadas aos fundos da casa, e uma suíte master, que está na fachada principal, a qual comporta dois closets e dois banheiros completos, cada dupla em uma extremidade. Vale ressaltar que esta suíte master equivale às outras 3 suítes juntas (figura 2C).



Figura 3 – Fotos da Residência M.C.C.
Fonte: Andressa Lahoud, 2022.

As paredes do térreo não se encontram com as barras inferiores do sistema de treliça do pavimento superior. Essa estratégia arquitetônica traz a sensação de que o pavimento acima está flutuando, e para que esta impressão seja mais acentuada, o projeto contou com um piso de argila expandida de jardim (figura 3A).
Neste projeto foram propostos perfis laminados W e perfis tubulares redondos da ASTM-A572 grau 50. Estas peças receberam pintura de tinta de poliuretano, a qual oferece boa resistência química e tem alta performance quanto a dureza e impacto. Além disso, o projeto primordial foi caracterizado pela ideia do uso de vigas Vierendeel, o qual pode ser uma boa maneira de embutir o sistema estrutural responsável por vencer os vãos nas próprias paredes e fachadas da edificação. Porém, para que o projeto arquitetônico fosse mais leve e para que não houvesse grandes deformações, os arquitetos responsáveis optaram pelo sistema de Treliças, o qual resulta em uma estrutura com menor consumo de material para suportar as mesmas cargas e vencer os mesmos vãos. Neste projeto, os nós desse sistema de vigas foram feitos por parafusos, assim como os pilares do pavimento inferior às treliças do superior (figura 3B).
Pelo fato de a estrutura vencer toda a largura do lote com um único apoio, deixa o nível do térreo livre de obstruções e enfatiza a fluidez entre o jardim, a piscina e as áreas de convivência da casa (figura 3C).
Para a movimentação destas peças dentro do terreno foi necessário o uso de grua, porém a logística deste equipamento foi a etapa mais difícil da obra [20]. O cálculo estrutural e a

escolha desses perfis da estrutura metálica foram feitos pela Eleva Construção Metálica e a montagem foi realizada pela SM3 Engenharia.
Para este projeto, a ideia do uso deste sistema construtivo se deu a partir do fato de que a casa está inserida em uma pesquisa que o escritório desenvolve há um tempo: o uso de elementos pré-fabricados. Então, pelo alto desempenho estrutural e o poder de vencer um grande vão, o aço foi a alternativa mais compatível a este projeto em estudo [20]. Ademais, o arquiteto ressalta que o aço, além de ter uma alta performance, oferece grande velocidade e limpeza de obra, fatores que influenciam na escolha do sistema construtivo e passou a ser algo fundamental na conformação do partido.

3.2 Casa Box

A Casa Box foi um projeto residencial, de 2017, do arquiteto Flávio Castro para ele mesmo residir. Ela se encontra em uma esquina de um bairro majoritariamente residencial da Zona Sul da cidade de São Paulo, o Planalto Paulista.
Antes havia uma casa térrea no lote, a qual foi demolida para a construção da Casa Box. Porém, para que ela pudesse ser construída foi indispensável uma nova fundação, feita de sapatas simples, depois estaqueadas no subsolo, com 14 metros de profundidade. Foi necessário muito cuidado, pois era fundamental que a alvenaria estivesse em nível exato para os arranques dos pilares.
Como a Casa Box é de esquina, o arquiteto Flavio Castro tomou como partido encostar o volume da residência nas divisas do fundo e da lateral para melhor aproveitamento do terreno. Ao analisar o entorno, foi possível observar que a maioria das residências do bairro utilizam o recuo de 5 metros exigido pelo artigo 184 da Lei Municipal 13.885/04, de Recuos Mínimos - Frente, para abrigar os carros, em contrapartida, a Casa Box utiliza esse espaço do terreno como jardim, o qual exerce o papel de área gourmet e extensão da sala de estar. A garagem e a entrada principal, diferente da casa pré-existente, são acessados pele fachada outra rua, a qual tem 2 m de distância do volume residencial.



Figura 4 – Fotos da Casa Box.
Fonte: Andressa Lahoud, 2022.

Para que a residência não aparentasse estar encostada na casa vizinha, foi proposto que a circulação vertical servisse como um intervalo entre elas, e para que permitisse a entrada de luz natural, a cobertura e a parede frontal são de vidro, além da fachada ser recuada. Além de usar as escadas como divisa, foi criado um afastamento dos vizinhos no pavimento superior. Este recuo foi projetado, não apenas para distanciar as casas, mas também na possibilidade de promover a ventilação das duas suítes existentes. Além disso, nesse espaço criado foi proposta a ideia de usar a parede, que seria cega, foi criar um jardim vertical (figura 4A).

A escolha pela estrutura metálica se deu por três fatores: pela geometria do projeto, um cubo; a necessidade de rapidez para a construção; e o desejo pela leveza estética. Para determinar a volumetria, o arquiteto considerou as alturas e os recuos das residências vizinhas, a rapidez foi estimada visto que o próprio arquiteto iria residir na residência e a leveza estética foi atingida porque as vigas e os pilares são muito esbeltos e cumprem com as proporções desejadas. Na figura 4B é possível observar que a viga aparenta estar apenas apoiada no muro de divisa com o vizinho, porém há um pilar I embutido na empena.

Este projeto conta com perfis dobrados soldados e laminados, chumbadores, cantoneiras, chapas e barras redondas, todos de aço ASTM – A36. Os perfis utilizados foram: vigas de perfil W, tanto para o térreo quanto para o pavimento superior, os quais receberam tratamento superficial, zarcão em fábrica e em obra foram pintados com compressor com a cor marrom; pilares de perfil I para a área de serviços e para a entrada; e pilares cruciformes, os quais foram formados por dois perfis L soldados. Os dois pilares cruciformes se localizam na fachada noroeste, os quais são interrompidos por uma viga W, técnica que traz ainda mais leveza à estrutura. Esses pilares serviram também como encaixe à caixilharia (figura 4C).

Além do aço carbono, foi usado o aço corten no portão da garagem e nas duas portas pivotantes que dão acesso a residência (figura 4D). O aço corten, também conhecido como aço patinável, é um tipo de aço que contêm pequenas adições de elementos químicos na liga, como o cobre, o fósforo, o níquel e o cromo, que em determinadas condições ambientais contribuem para a formação de uma pátina que protege esse aço da ação corrosiva da atmosfera, e essas adições provocam uma melhoria nas propriedades mecânicas do material.

O cálculo estrutural foi feito pelo engenheiro Gueltre Guedes, da empresa Tesplan e os perfis foram fornecidos pela Useaço.

O arquiteto reside nesta casa há 5 anos e até o momento apareceu apenas uma patologia, em um dos pilares cruciformes (figura 4E). Porém, esse problema é fácil e rápido de ser resolvido: lixar e pintar a área afetada.

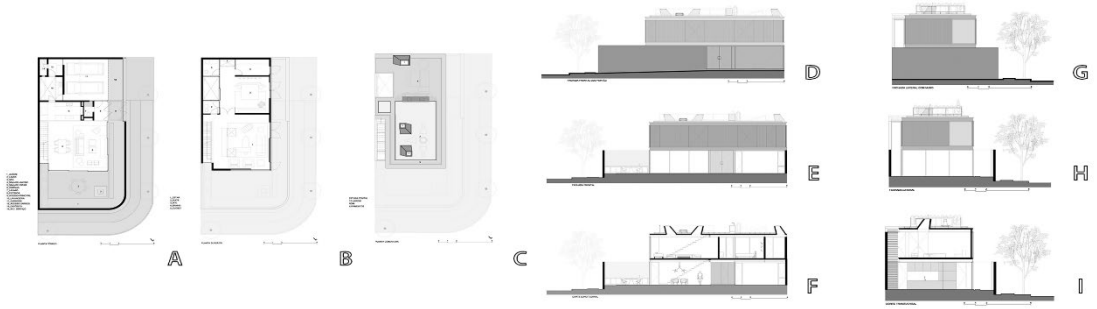


Figura 5 – Plantas, cortes e elevações da Casa Box.
Fonte: Flávio Castro, 2022.

Este projeto é composto por 3 pavimentos: o térreo, o superior e um teto jardim. O térreo é todo livre, com exceção da cozinha e lavabo (figura 5A). Já o pavimento superior, foi pensado no mercado imobiliário, então é formado por um quarto com duas suítes e uma sala, a qual poderia se transformar em duas suítes (figura 5B). Porém, os banheiros dessas possíveis suítes não estariam posicionados nas fachadas e sim no centro da edificação, por isso que há claraboias no terraço-jardim (figura 5C).



Figura 6 – Fotos da Casa Box.
Fonte: Andressa Lahoud, 2022.

Além disso, as fachadas do pavimento superior são compostas por brises de chapas dobradas de aço com proteção eletrostática, os quais geram privacidade em relação à rua, bloqueando a incidência solar direta e isolando acusticamente a área íntima. Para que estes brises não batessem com o vento, as mesas das vigas W foram furadas e encaixes foram colocados (figura 6A). A fachada nordeste do piso superior é composta por um vidro e pelas chapas dobradas. Na parte do vidro, o arquiteto teve a proposta de deixar o vidro na face externa para que o material refletisse o brilho do sol e colocar uma porta de alumínio na face interna, como um blecaute (figura 6B).
Por último, o teto-jardim funciona como um belvedere, um espaço de estar, e esse ambiente contribui para resfriar o pavimento abaixo, visto que o piso é elevado. As claraboias, que serviriam como meio de ventilação e iluminação de possíveis suítes do pavimento superior da casa, são usadas como apoios quando o ambiente é utilizado (figura 6C).
A Casa Box ganhou um prêmio da IIDA Latin America Design Award 2018 [21] na categoria de Residências Pequenas. O júri descreveu a residência como se ela fosse idealizada a partir da luz natural e na particularidade dos espaços. Além disso, destacou o emprego dos materiais, o aço, a madeira e o vidro, os quais, para o júri, tornaram esse projeto autêntico.

3.3 Casa Maria Carolina

A Casa Maria Carolina, também apelidada de Casa Mondrian, é uma casa de 120m² da década 1940 que faz parte de um conjunto de 5 casas geminadas, as quais dividem o mesmo telhado. Ela se localiza no bairro do Jardim Paulistano, assim como a Residência M.C.C.
Originalmente, a casa foi construída com alvenaria dupla de tijolo maciço e tinha poucas vigas e pilares, mas com o projeto de Marco Artigas e Sheila Altimann, de 2016, essas paredes foram demolidas e dessa forma foi proposto o uso de estrutura metálica. Esse sistema permite vigas e pilares menores e proporciona uma percepção mais contemporânea da arquitetura paulista: o desenho torna-se mais leve, versátil, gasta menos energia em comparação à produção de uma viga ou pilar de concreto, visto que não precisam ser escorados, formados e esperar o tempo de secagem [22].
Por se tratar de uma casa geminada, o uso da estrutura metálica foi interessante, visto que esse sistema atrapalha menos os vizinhos. Além disso, ela permitiu que a lógica comum de organização do espaço fosse inversa: a cozinha passa a se localizar na frente da casa e integrada à área de convivência, a qual fica mais ao fundo e se abre ao jardim e a edícula (a qual abriga o lavabo e a lavanderia). Mas para esta reforma pudesse acontecer, foi necessário fazer um reforço estrutural para a casa. Foram construídos pórticos de estrutura metálica para fazer a sustentação da casa. Foi pensado em atirantar o mezanino, mas como era necessário

permanecer o telhado, visto que é compartilhado com as outras casas, o pavimento superior foi apoiado nas vigas metálicas.

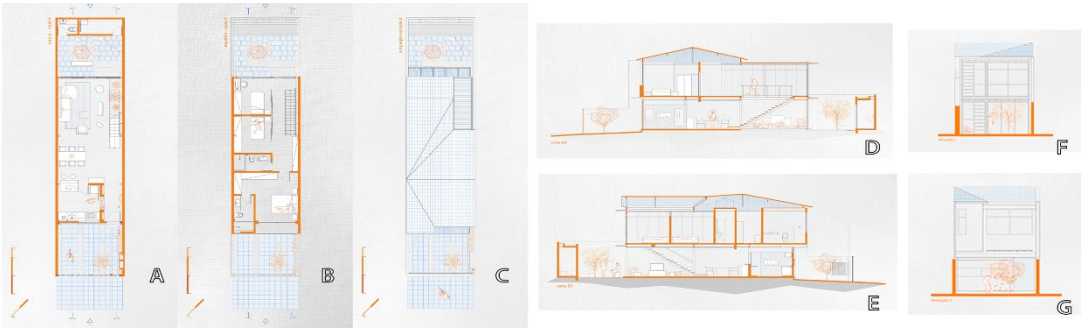


Figura 7 – Plantas e cortes da Casa Maria Carolina.
Fonte: Marcos Artigas, 2022.

O projeto então é composto por dois pavimentos, o térreo e o pavimento superior. O térreo é livre, a cozinha é integrada à sala de jantar e de estar, e em seguida está o pátio externo e a edícula (figura 7A). O acesso ao andar superior se dá por uma escada metálica com viga central, localizada em frente à entrada da residência, e para não deixar o antigo jardim lateral da casa para trás, foi inserido um jardim sob a escada metálica (figura 7A). O nível superior é composto por dois quartos, um banheiro e uma suíte, a qual está na fachada principal da residência (figura 7B).



Figura 8 – Fotos da Casa Maria Carolina.
Fonte: Andressa Lahoud, 2022.

Nesta reforma foram propostos perfis W da ASTM-A572 grau 50, perfis tubulares quadrados de ASTM-A36, perfis U simples e enrijecido da ASTM-A36 e perfil H de ASTM-A36. Essas peças receberam uma proteção, em fábrica e em canteiro de montagem, com uma tinta própria para materiais metálicos.
O cálculo estrutural e a escolha desses perfis da estrutura metálica foram feitos pelo engenheiro Boris José Cabrera, da Llestrutura. O fornecedor destas peças foi a Ferronor e o montador foi o João Chacon.
Imediatamente na fachada aparece um dos pórticos da residência, que foram soldados. Um dos pilares tubulares presentes, além de fazer parte da estrutura, serviu como batente da porta de entrada e arremate das paredes. A laje do pavimento superior foi apoiada nos pórticos que são sequenciais ao longo do terreno (figura 8D).



Figura 9 – Fotos e plantas da ampliação da Casa Maria Carolina.
Fonte: Andressa Lahoud, 2022; Natália Alves, 2022.

Contudo, a casa Maria Carolina foi vendida não faz muito tempo para uma arquiteta, Natália Alves. Ao apropriar-se da residência não encontrou patologias, mas ela, por não apreciar o amarelo, repintou as vigas da cor verde musgo e ainda alterou a cor da fachada, antes era branca e atualmente é cinza (figuras 9 A e B). Além disso, a arquiteta está ampliando a residência.

A ampliação vai acontecer na edícula: no projeto de Marco Artigas, ela era estreita e composta por um lavabo e a lavanderia (figura 7B). Porém, agora com o novo projeto, ela passa a ter uma área maior e um novo andar (figura 9C e D). O lugar que estava a lavanderia passa a ser a área gourmet e área de serviços foi transferida para o novo andar, o qual é ligado ao pavimento superior por uma passarela. Devido a ampliação da edícula, a área verde que os arquitetos Marco e Sheila propuseram foi reduzida.

4 CONCLUSÃO

O objetivo deste trabalho foi realizar uma análise sobre o uso do aço em residências na arquitetura contemporânea paulistana e contribuir com o tema apontando este material como um bom método construtivo dentro da cidade de São Paulo na contemporaneidade.

Constatou-se a que o uso do aço proporcionou a durabilidade, a sustentabilidade, a rapidez, a organização e a administração de obras, o retorno financeiro e a redução de acidentes da cultura artesanal instalada no país.

O primeiro passo do trabalho foi coletar informações técnicas do material e identificar o tipo de aço que é destinado para a construção civil e as suas vantagens de emprego. Porém, para que o uso do aço passe a ser uma realidade na cidade de São Paulo é necessária a mão de obra qualificada, diferentemente do método construtivo tradicional que o país apresenta, a qual é fortemente enraizada no concreto armado. Além disso, seria necessário que a sociedade passasse a normalizar a destinação deste sistema construtivo a tipologias diferentes de galpões, estações de metrô e espaços esportivos, ou seja, a sociedade estereotipa a construção feita por estrutura metálica.

Em seguida foram apresentadas as vantagens do emprego do material em uma metrópole que necessita de uma grande demanda de construções residenciais como São Paulo. Esses prós ao uso do aço colocam em questão os custos finais baixos das construções mais artesanais, como alvenaria de tijolos, visto que não necessitam de especialização ou treinamento, fatores que geram uma disseminação maior do concreto, em relação a construção industrializada do aço que precisa de uma especialização e possibilita mudanças e reformas, sem a necessidade de danificar o sistema construtivo, o que não é viável nos sistemas artesanais.
A especialização é fundamental visto que o aço precisa ser transportado e montado no canteiro de obras. Esse sistema construtivo, de caráter seco, valoriza o operário, já que é difícil construir em estrutura metálica em lugares pequenos, devido a necessidade de montar um sistema de içamento da viga por conta do peso, além da questão de como fazer a solda em determinados casos.
Como foi apresentado nos estudos do material e nas análises das residências, a estrutura metálica é muito precisa ao contrário de outros sistemas construtivos mais artesanais. A precisão é uma grande vantagem pois compatibiliza com todos os outros sistemas: de fachada, possível perceber tanto Residência M.C.C., com o uso de brises, quanto na Casa Maria Carolina, na qual o pilar foi usado como batente da porta de entrada; sistemas de encaixe dos caixilhos com pilares, como foi possível observar na Casa Box, o qual usa o pilar cruciforme; e até paginação de revestimento.
Além da precisão, há outras vantagens: a rapidez e a durabilidade. Esse tipo de estrutura permite uma manutenção quase nula. Apenas na Casa Box apareceu uma pequena patologia, mas simples de ser resolvida. Ademais, o aço tem uma versatilidade muito mais ampla na questão plástica, a qual torna esse sistema construtivo muito mais atrativo à arquitetura já que é possível usar perfis diferentes, como os pilares cruciformes da Casa Box, e revesti-los com uma grande paleta de cores. Além disso, quando se usa a estrutura metálica é interessante criar uma linguagem no projeto como um todo, como o uso de guarda-corpos metálicos, conforme as imagens da Residência M.C.C, ou também a utilização de brises de chapa metálica dobrada da Casa Box.
As três residências analisadas poderiam ter sido construídas com materiais comuns para o setor da construção civil do país, mas os arquitetos que idealizaram esses projetos pensaram na sustentabilidade, na versatilidade, na rapidez e no respeito pelo meio em que as edificações estariam inseridas. Nesse ponto, destaca-se a Casa Maria Carolina, já que para este projeto, em uma casa pré-existente, os arquitetos tiveram que tomar precauções visto que a casa é geminada e qualquer ação poderia prejudicar as casas vizinhas.
Dessa maneira, com a apresentação dos benefícios que o uso do aço traz para o setor da construção civil, para a área de projeto arquitetônico e para o meio ambiente, é nítida a necessidade da mudança de pensamento técnico desde o ensino nas faculdades de arquitetura e engenharia, visto que o Brasil se apresenta como um país estagnado nos sistemas construtivos artesanais.

Agradecimentos

A Universidade Presbiteriana Mackenzie, pela concessão da bolsa de iniciação cientifica, a professora Maria Augusta pelo apoio e incentivo e aos arquitetos, Flávio Castro, Marcelo Morettin, Marcos Artigas e Natália Alves, pela disponibilidade de materiais para análise dos estudos de caso.

REFERÊNCIAS

1 Paulo André Tschiptschin. Aço: sua aplicação e relação com o carbono. 2019. Acesso em: 22 mar. 2022. Disponível em: https://www2.gerdau.com.br/blog-acos-especiais/aco-e-sua-aplicacao-e-relacao-com-o-carbono.

2 Alexandre Vasconcellos. Curso de Extensão Arquitetura e Construção, Materiais, Produtos e Aplicações – Estruturas Metálicas – ABCEM na Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Presbiteriana Mackenzie; 13, 15 e 17 de set. 2021.

3 Bellei IH, Pinho FO, Pinho MO. Edifícios de múltiplos andares em aço. 2ªed. São Paulo: Pini; 2008.

4 Maringoni HM. Coletânea do aço: princípios de Arquitetura em Aço. 3ªed. Brasil. 2011.

5 Texeira LAS, Simplicio MCA. A modernização da Construção Civil através do uso do steel frame. Boletim do Gerenciamento. 2018; ISSN 2595-6531. 34-45.

6 Magalhães WC. O uso do aço no projeto arquitetônico das estruturas aparentes em edifícios de múltiplos andares: Uma análise a partir dos projetos em aço construídos nos últimos 20 anos em São Paulo. [Dissertação de mestrado]. Fortaleza; 2014.

7 Castro EML. Light Steel Framing para uso em habitações. 2007. Construção Metálica (87) Residências Metálicas: conceito de morar bem. p.22-26. ISSN 1414-6517.

8 Lemos CAC. Alvenaria burguesa: breve histórico da arquitetura residencial de tijolos em São Paulo a partir do ciclo econômico liderado pelo café. 1ªed. São Paulo: Universidade de São Paulo; 1984.

9 Dupré N. Entrevista com Paulo Barros. Revista Arquitetura e Aço: Retrofits e ampliações. 2019 (54):22.

10 Gomes CEM, Vivan AL, Sichieri EP, Paliari JC. Overview: o light steel frame como alternativa para produção de moradias [Internet]. Construção metálica. 2016; 2016(120): 1-3. [citado 2022 mar. 26] Disponível em: http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7246.

11 FCstudio. Casa Box. 2017. [citado em 8 fev. 2022]. Disponível em: https://www.fcstudio.com.br/memorial/109

12 Barbosa M, Carsalade F. Entrevista com CBCA. Revista Arquitetura e Aço: Masp em expansão. 2021(60): 32-41.

13 Instituto de engenharia. A utilização do aço na construção civil. 2015.Acesso em 21 mar. 2021. Disponível em: https://www.institutodeengenharia.org.br/site/2015/10/06/a-utilizacao-do-aco-na-construcao-civil/.

14 Hass DCG, Martins LF. Viabilidade econômica do uso do sistema construtivo steel frame como método construtivo para habitações sociais. [Dissertação de graduação]. Curitiba 2011

15 Cortez at al 2017 Cortez LAR, Maciel CAS, Santos PB, Lima RT, Santos TMS, Nascimento M MG. Uso das estruturas de aço no Brasil. Caderno de graduação. 2017; ISSN 2316-3135. 217-228.

16 Rodrigues FC. Steel Framing: Engenharia. 2006, 127 p. Rio de Janeiro: IBS/CBCA.

17 ABCEM, CBCA, INDA. Cenário dos fabricantes de estruturas em aço 2020. São Paulo: e8 inteligência, 2021. 25p.

18 Anuário Estatístico. Instituto Aço Brasil. 2021. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2021. 88p.

19 Vivan AL, Paliari JC, Novaes CC. Vantagem produtiva do sistema light steel framing: da construção enxuta à racionalização construtiva. ENTAC 2010. 2010, 13.

20 AndradeMorettin. Residência M.C.C. 2016. [citado em 2022 mar. 25]. Disponível em: https://www.andrademorettin.com.br/projetos/residencia-c-c/.

21 LATIN AMERICA DESIGN AWARDS 2018. Chicago: Iida, 26 jul. 2018. Anual. [citado em 15 fev. 2022]. Disponível em: https://issuu.com/iidahq/docs/iida-issu.

22 Estudio Artigas. Casa Maria Carolina. 2016. [citado em 2022 fev. 17]. Disponível em: https://www.estudioartigas.com/casa-maria-carolina.

Tema: Construções leves estruturadas em aço

DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE AÇO FORMADAS A FRIO SOB MODO DE FALHA DISTORCIONAL E CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

Fernanda Cristina Moreira da Silva Costa[1]
Alexandre Landesmann[2]
Dinar Camotim[3]

Resumo

Este trabalho tem como objetivo avaliar o desempenho das curvas de dimensionamento distorcional via Método da Resistência Direta (MRD) disponíveis para estimar as cargas de falha de colunas de aço formados a frio submetidos a várias distribuições uniformes de temperatura causadas por condições de incêndio. As colunas analisadas *(i)* possuem condição de apoio do tipo fixada nas extremidades, *(ii)* consideram o modelo constitutivo do aço dependente da temperatura conforme curva prescrita pela parte 1.2 do Eurocódigo 3 (EC3) para aços formados a frio, *(iii)* exibem várias tensões de escoamento à temperatura ambiente, cobrindo faixa de esbeltez distorcional até ~3,5, *(iv)* contêm imperfeições geométricas iniciais de modo crítico (distorcionais) com pequenas amplitudes e *(v)* são axialmente carregadas (compressão) sob temperaturas uniformes até 600 °C. Os dados de cargas de colapso das colunas obtidos numericamente são usados *(i)* para quantificar a qualidade (precisão e segurança) das previsões fornecidas pelas curvas de resistência distorcional existentes via MRD, *(ii)* avaliar como tal qualidade é influenciada pelo modelo constitutivo do aço dependente da temperatura e *(iii)* propor curvas modificadas com melhora significativa na performance do MRD quanto à previsão da resistência última de peças sob falha distorcional e temperaturas elevadas.

Palavras-chave: Colunas de aço conformadas a frio; Comportamento pós-flambagem distorcional; Temperaturas elevadas; Modelo constitutivo dependente de temperatura

DESIGN OF COLD-FORMED STEEL COLUMNS UNDER DISTORTIONAL FAILURE AND FIRE CONDITIONS

Abstract

This work aims at assessing the performance of the available Direct Strength Method (DSM) distortional design curves to estimate the failure loads of cold-formed steel columns subjected to various uniform temperature distributions caused by fire conditions. The columns analysed *(i)* display fixed end support conditions, *(ii)* consider temperature-dependent steel constitutive model prescribed by part 1.2 of Eurocode 3 (EC3) for cold-formed steel, *(iii)* exhibit several room temperature yield stresses, covering distortional slenderness range up to ~3.5, *(iv)* contain critical-mode (distortional) initial geometrical imperfections with small amplitudes, and *(v)* are compressed under uniform temperatures up to 600 °C. The numerical column failure load data obtained are used *(i)* to quantify the quality (accuracy and safety) of the predictions provided by the existing DSM distortional strength curves, *(ii)* to appraise how such quality is influenced by the particular temperature-dependent steel constitutive model adopted and *(iii)* to propose modified curves with significant improvement of the DSM distortional design in estimating the ultimate strength of the CFS columns submitted to elevated temperatures.

Keywords: Cold-formed steel columns; Distortional post-buckling behavior; Elevated temperatures; Temperature-dependent constitutive model

[1] Engenheira Civil, D.Sc., Prof. Adjunto, DAU/IT, UFRRJ, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, D.Sc., Professor Titular, PEC/COPPE, UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Ph.D., Professor Catedrático, CERIS, ICIST, DECivil, Universidade de Lisboa, Portugal.

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, os avanços técnico-científicos da indústria da construção em aço têm estimulado a busca por soluções mais flexíveis e econômicas no que tange o projeto estrutural. A fim de aumentar a produtividade e atender à alta demanda por novas construções, sistemas estruturais mais eficientes têm sido amplamente exigidos (Santiago *et al.* [1]). Nesse contexto, a utilização de estruturas de aço compostas por perfis formados a frio (PFF) tem crescido consideravelmente, devido à variedade de diferentes formatos de seção transversal que apresentam maior relação resistência-peso, comprovando assim sua eficiência estrutural. Por outro lado, a utilização de estruturas mais esbeltas faz com que os PFF fiquem suscetíveis a vários modos de flambagem e, consequentemente, ao colapso por instabilidade. Além disso, ao considerar tais estruturas sujeitas a condições de incêndio, o comportamento estrutural se torna ainda mais complexo e os trabalhos reportados neste domínio são insuficientes para avaliar com exatidão o desempenho/resistência dos PFF.

Dentre as pesquisas que abordam a resistência associada aos modos de flambagem característicos dos PFF, destaca-se o Método da Resistência Direta (MRD), desenvolvido por Schafer [2] e incorporado às normas norte-americana [3], australiana/neozelandesa [4] e brasileira [5] para estruturas de PFF, que propõe curvas de resistência para o dimensionamento de colunas e vigas sob modo de falha distorcional. A aplicação do método requer apenas o conhecimento da carga crítica de flambagem e da resistência ao escoamento do aço correspondente à seção transversal do PFF. No entanto, tais curvas foram desenvolvidas e validadas para elementos de PFF em temperatura ambiente e pouco se sabe sobre a possibilidade de também serem adotadas para estimar a resistência última de PFF sob temperaturas elevadas, o que altera consideravelmente o modelo constitutivo do aço, ou seja, o módulo de elasticidade, a tensão de escoamento e a não-linearidade.

Em paralelo, uma série de análises experimentais e numéricas sobre a resistência à flambagem distorcional de PFF sob altas temperaturas foram reportadas ([2], Chen e Young [6], Ranawaka e Mahendran [7], Shahbazian e Wang [8] e Landesmann *et al.* [9]). Em geral, os trabalhos apresentam uma comparação entre as curvas de dimensionamento codificadas pelo MRD e os resultados obtidos pelos autores. Além de indicar divergência, os dados de carga última gerados ainda são insuficientes para avaliar a qualidade e segurança das curvas segundo MRD quando se trata de altas temperaturas. Diante dessa falta de análises, uma investigação numérica sobre resistência à flambagem distorcional sob condições de incêndio foi realizada [9], fornecendo fortes evidências de que: *(i)* as curvas atuais superestimam as cargas últimas na faixa de esbeltez baixa à moderada e *(ii)* a capacidade de carga é influenciada pelo modelo constitutivo dependente da temperatura (curva tensão-deformação do aço), particularmente para colunas curtas.

Em meio a esse cenário, vale ressaltar também que a aplicação de alguns métodos/técnicas de projeto disponíveis no mercado requer o uso extensivo de materiais de alto custo à prova de fogo, visando proteger as estruturas de aço de um aumento excessivo de calor devido a riscos de incêndio. Normalmente, essa demanda leva a projetos estruturais excessivamente conservadores e antieconômicos.

Dentro desse contexto, o presente trabalho dá continuidade à investigação numérica sobre a resistência à flambagem distorcional de PFF submetidos a temperaturas elevadas. A necessidade relevante de desenvolver curvas de resistência mais precisas e, simultaneamente, capazes de incorporar a influência do modelo constitutivo do aço leva a expandir as análises numéricas com vistas a abranger uma ampla gama de casos representativos com distribuição uniforme de temperatura.

Dessa forma, o trabalho tem como objetivo investigar como a dependência da temperatura do modelo constitutivo influencia na qualidade/segurança das estimativas de carga última de colunas de PFF com seção tipo U enrijecido previstas pelas atuais curvas de dimensionamento segundo MRD. Como parte do objetivo principal, é avaliado o comportamento de pós-flambagem elasto-plástico e as cargas últimas obtidas através das análises via ANSYS são usadas para comparação com as previsões do MRD.

Tendo em vista o exposto acima, os resultados considerando colunas submetidas a várias distribuições uniformes de temperatura e a curva tensão-deformação prescrita pelo EC3-1.2 [10] para PFF são usados para avaliar: *(i)* o desempenho das atuais curvas de resistência distorcional via MRD e *(ii)* como a qualidade/precisão da curva é influenciada pelo modelo constitutivo do aço dependente da temperatura. Por fim, justifica-se a aplicabilidade do método, bem como a necessidade de aperfeiçoamento e, portanto, são propostos alguns ajustes aplicados às expressões que descrevem as curvas de dimensionamento, alcançando estimativas mais eficientes para casos com temperaturas elevadas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Seleção de colunas e comportamento de flambagem

Para iniciar a investigação numérica, é feita a seleção da geometria das colunas que envolve condições de apoio fixo-fixo nas extremidades, seção transversal tipo U enrijecido (ou formato C) e três proporções alma/mesa ($b_w/b_f>1$, $b_w/b_f=1$ e $b_w/b_f<1$). A condição de apoio fixo-fixo considera as seções de extremidade engastadas segundo os eixos globais (maior e menor inércia) e também segundo os eixos locais dos elementos, com empenamento e torção impedidos.

As análises de flambagem necessárias para definir as geometrias das colunas foram realizadas com auxílio do código GBTUL, desenvolvido por Bebiano *et al.* [11][12] e baseado na Teoria Generalizada de Vigas (GBT – sigla em inglês). O método adotado nas análises de flambagem elástica foi executado por "tentativa e erro", visando satisfazer às seguintes condições:

(i) Flambagem de colunas sob modo distorcional "puro", tanto quanto possível, e exibindo colapso do tipo distorcional.
(ii) Dimensões das seções transversais associadas aos modos de falha distorcional "puro".
(iii) Comprimentos das colunas associados ao desenvolvimento de uma meia-onda como modo crítico de flambagem distorcional.
(iv) Dimensões das seções transversais envolvendo diferentes proporções alma/mesa.

Buscando atender à maioria dos requisitos acima, o procedimento de seleção resultou em três dimensões das paredes componentes das seções transversais (b_w, b_f, lip, t – alma, mesa, enrijecedor, espessura das paredes) apresentadas na Tabela 1 (ver também figura correspondente). As proporções alma/mesa (b_w/b_f) são aproximadamente iguais a *1,44*, *1,00* e *0,71*. Essas dimensões da seção transversal permitem selecionar comprimentos de coluna (L_D) garantindo, tanto quanto possível, o modo crítico de flambagem distorcional "puro" (meia-onda). A Tabela 1 também fornece os *(i)* comprimentos associados à flambagem distorcional (L_D), *(ii)* cargas críticas de flambagem em temperatura ambiente ($P_{cr.D.20}$) e *(iii)* suas razões em relação às cargas mínimas de flambagem local ($P_{L.20}$) e global ($P_{G.20}$) – todas as cargas de flambagem foram calculadas considerando $E_{20}=205$ GPa (módulo de elasticidade do aço sob temperatura ambiente) e $v=0.3$ (coeficiente de Poisson, fator independente da temperatura). Observa-se que a primeira carga crítica de flambagem "não-distorcional" corresponde sempre à flambagem local, com relação $P_{L.20}/P_{cr.D.20}$ variando entre *1.25* e *1.54*. Além disso, a primeira

carga crítica de flambagem global (flexo-torção ou flexão) é invariavelmente muito maior, com a relação $P_{G.20}/P_{cr.D.20}$ variando de *32.18* a *77.00*.

Colunas U enrijecido	b_w *(mm)*	b_f *(mm)*	b_w/b_f *(mm)*	*lip (mm)*	*t (mm)*	*Área* (cm^2)	L_D *(cm)*	$P_{cr.D.20}$ *(kN)*	$\frac{P_{L.20}}{P_{cr.D.20}}$	$\frac{P_{G.20}}{P_{cr.D.20}}$
C200x140	197.4	137.4	1.437	13.7	2.6	12.99	110	214.8	1.25	32.18
C200x200	197.4	197.4	1.000	13.7	2.6	16.11	120	151.8	1.50	50.72
C200x280	197.4	277.4	0.712	13.7	2.6	20.27	130	107.7	1.54	77.00

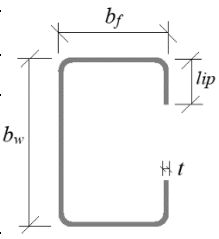


Tabela 1: Dimensões e áreas das seções transversais, comprimentos, cargas críticas de flambagem distorcional e razões entre as diferentes cargas críticas das colunas U enrijecido.

2.2 Curvas de assinatura – variação das cargas críticas de flambagem elástica

As curvas apresentadas nas Figuras 1 (a)-(c) fornecem a variação de $P_{cr.T}$ (cargas críticas de flambagem elástica para diferentes temperaturas) com o comprimento *L* (escala logarítmica) e temperatura *T* para as colunas de PFF bi-engastadas com as dimensões selecionadas de seção transversal tipo U enrijecido (C200x140, C200x200 e C200x280). Três temperaturas são consideradas (temperatura ambiente/moderada *20/100* °C, *400* °C and *600* °C), sendo adotado o modelo constitutivo do aço prescrito por EC3-1.2 [10] para PFF. Também são representadas as configurações deformadas do modo crítico de flambagem (distorcional) com L_D*=110-120-130cm*, referentes a C200x140, C200x200 e C200x280, respectivamente. Observa-se que *(i)* qualquer curva de flambagem pode ser obtida por meio de uma "translação vertical" da curva de cima, com uma magnitude que depende exclusivamente da degradação/redução do módulo de elasticidade (aplicação dos fatores de redução) devido ao aumento da temperatura, e que *(ii)* a carga crítica de flambagem distorcional $P_{cr.D.T}$ ocorre com o mesmo comprimento de coluna (L_D) para cada valor de temperatura.

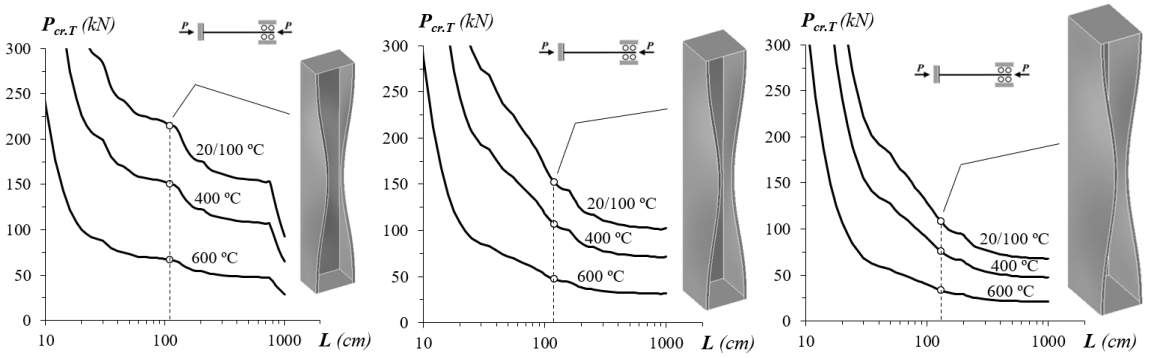


Figura 1: Variação do $P_{cr.T}$ com *L* e *T* das colunas bi-engastadas tipo U enrijecido, considerando modelo EC3-1.2 [10] para (a) C200x140, (b) C200x200 e (c) C200x280.

2.3 Modelo numérico – análise de elementos finitos

As análises de pós-flambagem distorcional das colunas foram realizadas no programa ANSYS [13], empregando um modelo de elementos finitos de casca, já validado por estudos anteriores (Landesmann e Camotim [14][15][16]). As análises envolvem discretizações da malha com elementos tipo SHELL181 (nomenclatura ANSYS) – elementos finitos de casca compostos por 4 nós que permitem deformação ao cisalhamento, sendo 6 graus de liberdade por nó e integração

completa. Tanto as tensões residuais quanto os efeitos de canto foram desprezados, uma vez que as influências combinadas na resistência da coluna se mostraram desprezíveis conforme conclusão de vários autores (*e.g.*, Ellobody e Young [17]). Um estudo de convergência foi desenvolvido para estimar o tamanho mais eficiente do elemento para análise de elementos finitos e as dimensões foram definidas com a configuração de malha de *10mm × 10mm*. Essa opção de discretização levou a um processamento mais rápido e, com isso, permitiu que uma quantidade significativa de colunas fosse avaliada.

A análise em elementos finitos foi realizada por meio de uma técnica interativa e incremental combinando o método de Newton-Raphson com uma estratégia de controle de comprimento do arco. Este processo permitiu simular a resposta de colunas submetidas a uma distribuição de temperatura uniforme (*i.e.*, consideradas envolvidas em chamas e, portanto, compartilham a mesma temperatura do ar circundante [18]) e, posteriormente, comprimidas axialmente até o colapso. É importante enfatizar que foi considerado somente o estado estacionário nas análises para obtenção das cargas últimas.

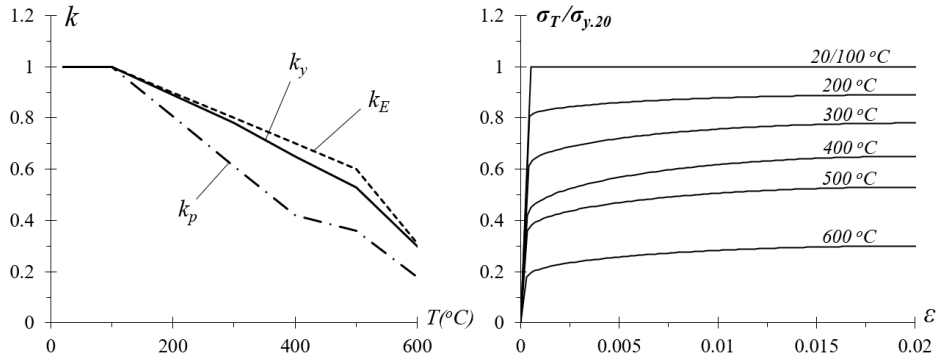
As colunas analisadas continham imperfeições geométricas iniciais com formato característico de modo crítico distorcional e amplitude igual a *10%* da espessura *t* da parede. Cada modo crítico de flambagem foi determinado por meio de análise de flambagem via ANSYS, realizada exatamente com a mesma malha de elementos finitos de casca usada para executar a análise não-linear subsequente (pós-flambagem). Os apoios fixo-fixo foram modelados por meio de placas rígidas fixadas aos centroides das seções transversais de extremidade, evitando a ocorrência de deslocamentos e rotações locais e globais, bem como empenamentos. A translação axial de corpo rígido foi liberada nas seções de extremidade para permitir a aplicação de carga. Finalmente, uma força concentrada axial de compressão foi aplicada nas placas rígidas de extremidade, nos pontos correspondentes aos centroides da seção transversal. Essa força é aplicada em pequenos incrementos de carga, por meio de um procedimento automático do ANSYS.

2.4 Comportamento do material – modelo constitutivo do aço

Para modelar o comportamento do aço correspondente a várias tensões de escoamento, foi utilizada a curva multi-linear tensão-deformação que considera o efeito da plasticidade e do encruamento de materiais isotrópicos disponível no código ANSYS, cobrindo a faixa de esbeltez distorcional de *0,1* a *3,*5. A relação constitutiva de PFF sob altas temperaturas adotada neste trabalho é definida pelas expressões analíticas prescritas na Parte 1.2 do Eurocódigo 3 (EC3-1.2 [10]). A formulação padrão considera o efeito da dependência da temperatura aplicando fatores de redução ao módulo de elasticidade do aço de PFF ($k_E=E_T/E_{20}$), à tensão de escoamento ($k_y=\sigma_{y.T}/\sigma_{y.20}$, considerando *0,2%* do limite de resistência) e à tensão limite de proporcionalidade ($k_p=\sigma_{p.T}/\sigma_{y.20}$), conforme listado na Tabela 2 e representado na Figura 2 (a). A Figura 2 (b) ilustra as diferenças qualitativas entre as curvas tensão-deformação prescritas para *T=20/100* °C (temperatura ambiente/moderada) *-200-300-400-500-600* °C, $\sigma_T/\sigma_{y.20}$ vs. ε, onde a tensão aplicada sob determinada temperatura (σ_T) é normalizada em relação à tensão de escoamento em temperatura ambiente $\sigma_{y.20}$. O primeiro trecho engloba a faixa elástica linear, até a tensão limite de proporcionalidade e com inclinação igual ao módulo de elasticidade. Os trechos seguintes representam a parte inelástica, caracterizado pelo encruamento (cinemático) do aço, conforme descrito no modelo constitutivo. Observa-se que *(i)* a não-linearidade da curva tensão-deformação aumenta significativamente com a temperatura (para *T=20/100* °C, a lei constitutiva é bi-linear – material perfeitamente elasto-plástico) e *(ii)* deformação correspondente ao limite de proporcionalidade ($\varepsilon_{p.T}=\sigma_{p.T}/E_T$) e o formato não-linear são consideravelmente influenciados pela temperatura.

Fatores de redução	*Temperaturas T (°C)*					
	20/100	*200*	*300*	*400*	*500*	*600*
k_y	1.000	0.890	0.780	0.650	0.530	0.300
k_E	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.310
k_p	1.000	0.807	0.613	0.420	0.360	0.180

Tabela 2: Fatores de redução para altas temperaturas (modelo EC3-1.2 [10]).



(a) (b)

Figura 2: (a) Variação dos fatores de redução k_y, k_E and k_p com a temperatura T e (b) curvas tensão-deformação-temperatura de PFF, $\sigma_T/\sigma_{y.20}$ vs. ε ($\varepsilon \leq 2\%$), para *T=20/100-200-300-400-500-600°C.*

3 RESUTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Comportamento de pós-flambagem elasto-plástica – altas temperaturas

O comportamento de pós-flambagem elasto-plástica distorcional das colunas é avaliado considerando a influência das temperaturas elevadas. As Figuras 3 (a)-(c) mostram as trajetórias de equilíbrio não-lineares ($P/P_{cr.D.20}$ vs. $|\delta|/t$) das colunas com $\lambda_{D.20}=1,6$ submetidas às temperaturas *T=20/100-200-300-400-500-600* °C. Os círculos brancos indicam as cargas últimas ($P_{u.T}$) normalizadas em relação às cargas críticas de flambagem sob temperatura ambiente ($P_{cr.D.20}$). Os gráficos também apresentam as curvas representativas da fase elástica em temperatura ambiente/moderada (constantes nos gráficos para fins comparativos) e as curvas elasto-plásticas referentes a altas temperaturas. Adicionalmente, é interessante observar e avaliar as configurações deformadas e a distribuição das tensões de *von Mises* exibidos na Figura 4. Ambos os efeitos foram registrados exatamente no momento do colapso, quando $P=P_{u.T}$, para colunas submetidas às temperaturas *T=200-400-600* °C, e contribuíram para as seguintes constatações:

(i) Naturalmente, as diversas trajetórias de equilíbrio da coluna "decrescem" à medida que a temperatura aumenta, o que implica na redução da carga última.

(ii) Como os efeitos da ação térmica são desprezíveis (temperatura uniforme e deformações liberadas), os modos de falha distorcional independem da temperatura e, portanto, apresentam configurações muito semelhantes em todas as colunas analisadas, conforme mostra a Figura 4. No entanto, tal constatação não se estende às correspondentes distribuições das tensões de *von Mises*, que são qualitativamente semelhantes entre si, mas, como esperado, quantitativamente diferentes, inclusive nos casos de temperatura ambiente. De fato, as tensões obviamente diminuem conforme a temperatura aumenta e degradam continuamente o comportamento do aço. Além

disso, a expansão da plasticidade na mesa do perfil, associada à formação de "rótula plástica distorcional", torna-se gradualmente menos pronunciada à medida que *T* aumenta. Isso decorre diretamente da dependência com a temperatura que o traçado da curva tensão-deformação dispõe, lembrando que k_p=*0.807-0.42-0.18* para *T=200-400-600* °C (os fatores de redução da tensão limite de proporcionalidade são maiores para temperaturas mais baixas e diminuem conforme a temperatura aumenta).

(iii) As curvas de *600°C* estão claramente abaixo das demais *T≤500°C* (tal afirmação pode ser verificada nos gráficos das Figuras 3 (a)-(c)). Isso reflete a forte degradação do comportamento do material aço entre *500°C* e *600°C*, assim como manifestado através da redução da deformação correspondente ao limite de proporcionalidade, que representa o ponto de transição entre as fases elástica e plástica nas curvas tensão-deformação-temperatura. Vale ressaltar que a aplicação dos fatores de redução tem um impacto significativo nesta etapa da pesquisa. A evolução de k_p (e também k_y e k_E) indica uma diminuição substancial nesta faixa de temperatura.

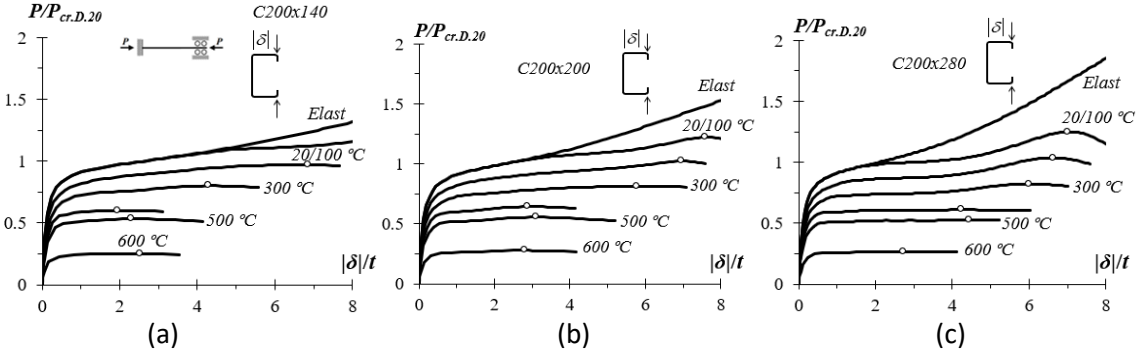


Figura 3: Trajetórias de equilíbrio de pós-flambagem distorcional para $\lambda_{D.20}$=*1,6* e temperaturas *T=20/100-200-300-400-500-600* °C.

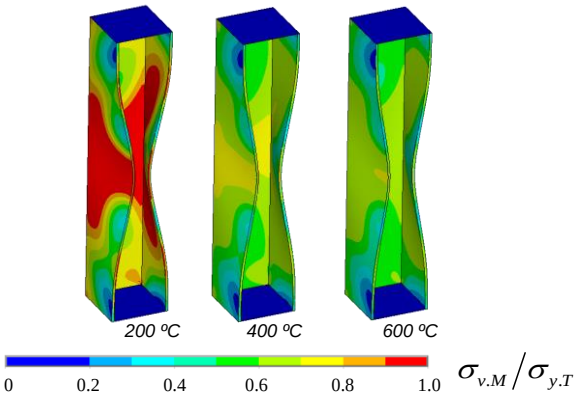


Figura 4: Configuração deformada e distribuição das tensões de *von Mises* no colapso, para $\lambda_{D.20}$=*1,6* e temperaturas *T=200-400-600* °C.

3.2 Resistência última e MRD – temperatura ambiente/moderada

A atenção agora é dedicada aos resultados do estudo paramétrico realizado para coletar dados de carga última que permitirão a avaliação das estimativas do MRD, considerando temperatura ambiente/moderada. O Método da Resistência Direta teve início nas pesquisas realizadas por Hancock *et al.* [19] e depois foi desenvolvido por Schafer e Peköz [20], com o

objetivo de evitar a complexidade de outros métodos e determinar a resistência dos membros de PFF de forma mais simples. Ele permite lidar com a grande variedade de seções transversais usadas para estruturas tipo PFF, exigindo apenas o conhecimento da tensão de escoamento do membro e da carga crítica de flambagem distorcional.

A Figura 5 (a) plota as relações de carga última $P_{u.20}/P_{y.20}$ em função de $\lambda_{D.20}$ obtidas neste trabalho e também o conjunto considerável de resultados experimentais reportados por Schafer [2][21]. A análise desses gráficos leva às seguintes observações:

(i) Embora ambas as "nuvens de pontos" $P_{u.20}/P_{y.20}$ vs. $\lambda_{D.20}$ sigam uma tendência de alinhamento conhecida como "Winter-type", ocorre uma considerável "dispersão vertical" entre os valores $P_{u.20}/P_{y.20}$.

(ii) $P_{u.20}/P_{y.20}$ é claramente influenciado por b_w/b_f – vide "dispersão vertical" das cargas últimas obtidas neste trabalho na Figura 5 (a) e observa-se que $P_{u.20}/P_{y.20}$ aumenta conforme b_w/b_f diminui.

(iii) Os resultados experimentais de carga última para colunas fixadas reportados em [2][21], que envolvem principalmente colunas com $b_w/b_f > 1$, também seguem a tendência de curva "Winter-type" e "misturam-se" razoavelmente bem com os resultados obtidos neste trabalho, ainda que apresentem uma significativa "dispersão vertical".

A resistência última nominal de colunas de PFF falhando sob modo distorcional ($P_{n.D.20}$), de acordo com a atual curva de dimensionamento codificada segundo MRD [3] é dada pela Equação 1.

$$P_{n.D.20} = \begin{cases} P_{y.20} & \text{for } \lambda_{D.20} \le 0.561 \\ P_{y.20}\left[1-0.25\left(\dfrac{P_{cr.D.20}}{P_{y.20}}\right)^{0.6}\right]\left(\dfrac{P_{cr.D.20}}{P_{y.20}}\right)^{0.6} & \text{for } \lambda_{D.20} > 0.561 \end{cases} \quad (1)$$

onde (*i*) $P_{cr.D.20}$ e $P_{y.20}$ são a carga crítica de flambagem distorcional e a carga de escoamento da coluna, respectivamente, e *(ii)* $\lambda_{D.20} = (P_{y.20}/P_{cr.D.20})^{0.5}$ é a esbeltez distorcional da coluna.

A Figura 5 (a) também compara a curva de resistência acima com as razões dos resultados numéricos obtidos de carga de falha distorcional. Na sequência, a Figura 5 (b) mostra as razões $P_{u.20}/P_{n.D.20}$ em função de $\lambda_{D.20}$; tais valores normalizados plotados em relação ao eixo de esbeltez fornecem uma boa perspectiva para avaliar a precisão e a segurança da curva de dimensionamento (distorcional) codificada pelo MRD existente. Com isso, a análise dessas figuras conduz aos seguintes comentários:

(i) Naturalmente, a curva de resistência via MRD fornece previsões precisas e, na maior parte, seguras sobre as cargas últimas experimentais para colunas fixadas reportadas por Schafer [2][21], uma vez que estas foram usadas para seu desenvolvimento e calibração – esta afirmação pode ser confirmada observando os valores $P_{u.20}/P_{n.D.20}$ correspondentes na Figura 5 (b) (sua média, desvio padrão, valores máximos e mínimos são *1,03-0,13-1,32-0,61*, respectivamente).

(ii) Com relação aos resultados numéricos de cargas de falha obtidos neste trabalho (sob temperatura ambiente/moderada), nota-se que as correspondentes estimativas segundo MRD também indicam uma precisão razoável, embora fiquem pouco menos precisas à medida que $\lambda_{D.20}$ aumenta – os indicadores estatísticos de $P_{u.20}/P_{n.D.20}$ são *1,01-0,05-1,14-0,92*.

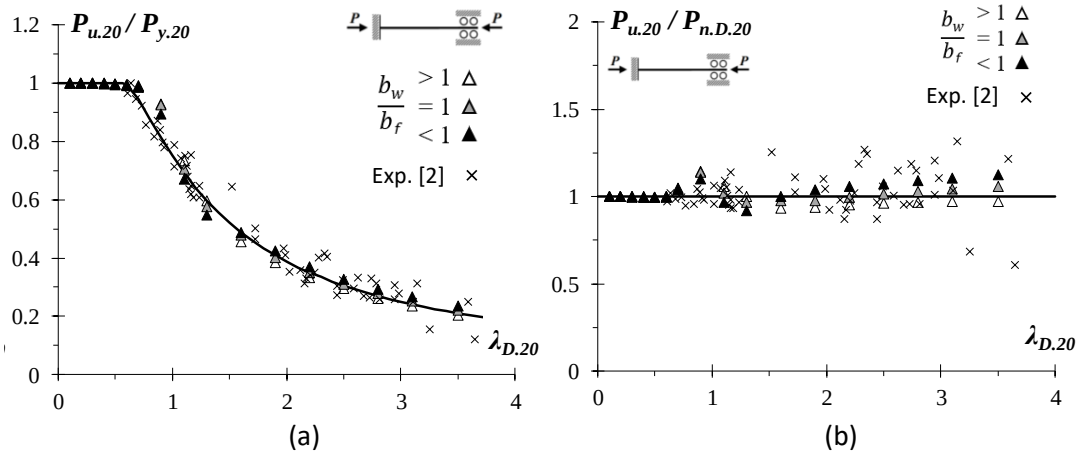


Figura 5: (a) Comparação entre as razões de cargas últimas $P_{u.20}/P_{y.20}$ e suas estimativas de acordo com a atual curva de resistência distorcional codificada pelo MRD e (b) os plotes $P_{u.20}/P_{n.D.20}$ vs. $\lambda_{D.20}$ dos resultados experimentais e numéricos de carga última para colunas fixadas.

3.3 Resistência última e MRD – altas temperaturas

Este tópico apresenta os resultados do estudo paramétrico desenvolvido para obter cargas últimas considerando temperaturas elevadas. As falhas por distorção das colunas são essenciais para analisar a abordagem segundo os méritos do MRD sob tais condições especiais. Um total de *306* colunas são analisadas, correspondendo a todas as combinações possíveis de *(i)* 3 geometrias definidas na Tabela 1, *(ii)* condições de apoio fixadas nas extremidades, *(iii) 6* temperaturas uniformes (*T=20/100-200-300-400-500-600* °C) e *(iv) 17* tensões de escoamento em temperatura ambiente, que permitem cobrir uma ampla faixa de esbeltez distorcional: $\lambda_{D.T}$ varia de *0,1* a *3,5*. A Figura 6 plota as razões de carga última $P_{u.T}/P_{y.T}$ em função de $\lambda_{D.T}$ para cada valor de temperatura. A análise conjunta desses resultados leva às seguintes conclusões:

(i) Independentemente da temperatura, as "nuvens de pontos" $P_{u.T}/P_{y.T}$ vs. $\lambda_{D.T}$ seguem a tendência "Winter-type" das curvas de resistência e apresentam pequena "dispersão vertical" ao longo da faixa de esbeltez considerada, o que reflete a influência das proporções alma/mesa e da geometria das colunas tipo U enrijecido na resistência pós-crítica distorcional. Qualitativamente, o aumento da temperatura não altera as características detectadas na Figura 5(a), para temperatura ambiente.

(ii) Conforme esperado, todos os valores de $P_{u.T}/P_{y.T}$ sob temperaturas elevadas (*T>100*°C) estão abaixo daqueles referentes às mesmas colunas em temperaturas moderadas (*T≤100*°C). Além disso, o "tamanho" (valor máximo de $\lambda_{D.T}$) dos patamares formados nos gráficos de $P_{u.T}/P_{y.T}$ vs. $\lambda_{D.T}$ variam com a temperatura. Estes patamares são seguidos de curvas descendentes que, inesperadamente, não estão ordenadas na sequência "lógica" de temperatura – de fato, as curvas estão ordenadas na seguinte ordem: *T=20/100-200-300-500-400-600* °C. Esta ordem deriva diretamente do modelo prescrito pelo EC3-1.2 [10] para descrever a dependência da temperatura no modelo constitutivo. Particularmente, a razão dos fatores de redução k_p/k_y não decresce sequencialmente com a temperatura – k_p/k_y=*1-0.907-0.786-0.646-0.679-0.6* sendo *T=20/100-200-300-400-500-600* °C (os valores "fora de ordem" estão sublinhados).

(iii) Os resultados acima fornecem indicações promissoras sobre a possibilidade de desenvolver uma abordagem eficiente (segura e confiável) com base no MRD para

estimar as resistências últimas distorcionais de colunas submetidas a altas temperaturas. Entretanto, esses resultados também mostram muito claramente que as previsões de carga de falha distorcional para colunas sob temperaturas ambiente e elevadas devem ser tratadas separadamente ao longo de toda a faixa de esbeltez (pelo menos quando adota-se o modelo constitutivo dependente da temperatura EC3-1.2 [10]).

Vale ressaltar que o MRD vem sendo aprimorado continuamente, mas sempre apenas para temperatura ambiente. Naturalmente, seguindo uma abordagem já explorada por outros pesquisadores, as curvas de resistência apresentadas no tópico anterior são modificadas para refletir os efeitos da temperatura, incorporando a dependência da temperatura nas cargas críticas de flambagem distorcional e nas cargas associadas ao escoamento, de acordo com o modelo constitutivo prescrito no EC3-1.2 [10]. Neste contexto, as resistências últimas nominais de colunas de PFF falhando sob modos distorcionais e submetidas a temperaturas elevadas são dadas pela Equação 2.

$$P_{n.D.T(F)} = \begin{cases} P_{y.T} & \text{for } \lambda_{D.T} \le 0.561 \\ P_{y.T}\left[1-0.25\left(\frac{P_{cr.D.T}}{P_{y.T}}\right)^{0.6}\right]\left(\frac{P_{cr.D.T}}{P_{y.T}}\right)^{0.6} & \text{for } \lambda_{D.T} > 0.561 \end{cases} \quad (2)$$

onde (*i*) $P_{cr.D.T}$ and $P_{y.T}$ são a carga crítica de flambagem distorcional e a carga de escoamento, e *(ii)* a esbeltez distorcional da coluna é definida por $\lambda_{D.T}=(P_{y.T}/P_{cr.D.T})^{0.5}$.

Esta dependência é sentida através do módulo de elasticidade e da tensão de escoamento, que vão sendo progressivamente reduzidos/degradados à medida que a temperatura (causada pelas condições de incêndio) aumenta. Em outras palavras, $P_{cr.D.20}$ e $P_{y.20}$ (ou $\sigma_{y.20}$), definidos na Equação 1, são substituídos por $P_{cr.D.T}$ e $P_{y.T}$ (ou $\sigma_{y.T}$) na Equação 2 – observa-se que esta abordagem implica automaticamente que $\lambda_{D.T}$ também varia com *T*.

Os gráficos apresentados na Figura 6 permitem comparar os valores de $P_{u.T}/P_{y.T}$ com as curvas de resistência distorcional via MRD disponíveis, para temperaturas *T=20/100-200-300-400-500-600*°C. A observação dos resultados conduz aos seguintes apontamentos:

(i) As estimativas fornecidas pelas curvas de resistência (MRD) existentes para as cargas últimas de colunas sob altas temperaturas são razoavelmente precisas apenas para temperatura ambiente/moderada. Quando se trata de temperaturas elevadas, elas se tornam claramente inseguras. Tal efeito fica notavelmente evidente através das cargas últimas superestimadas, em casos de baixa esbeltez ($\lambda_{D.T}\le 1$), e continua à medida que os valores de $\lambda_{D.T}$ aumentam, independentemente da temperatura (*i.e.*, para $T\ge 200$°C). Os valores de $P_{u.T}/P_{n.D.T(F)}$ confirmam as afirmações acima: suas médias e desvios padrão variam de: *0,68* a *0,92* e *0,05* a *0,13*, considerando $T \ge 200$ °C. Em contrapartida, para condições de temperatura ambiente/moderada, tais médias e desvios padrão são *1,01* e *0,05*.

(ii) A grande maioria das cargas de falha distorcional de colunas com esbeltez baixa à moderada, sob temperaturas elevadas, são superestimadas pelas atuais curvas de dimensionamento via MRD. Essa quantidade expressiva de valores superestimados, que é mais pronunciada para $T \ge 300\,^oC$, parece ser influenciada pela relação b_w/b_f.

(iii) Tendo em vista os resultados apresentados nos itens acima, fica claro que as curvas de resistência segundo MRD existentes são incapazes de prever adequadamente as cargas últimas distorcionais, sob temperaturas elevadas, de colunas com faixa de esbeltez baixa à moderada (notadamente) e também na faixa de esbeltez alta – de fato, a maioria dessas

cargas de falha são fortemente superestimadas. Portanto, é necessário modificar as curvas de resistência (MRD) acima para melhorar a qualidade da estimativa de carga última.

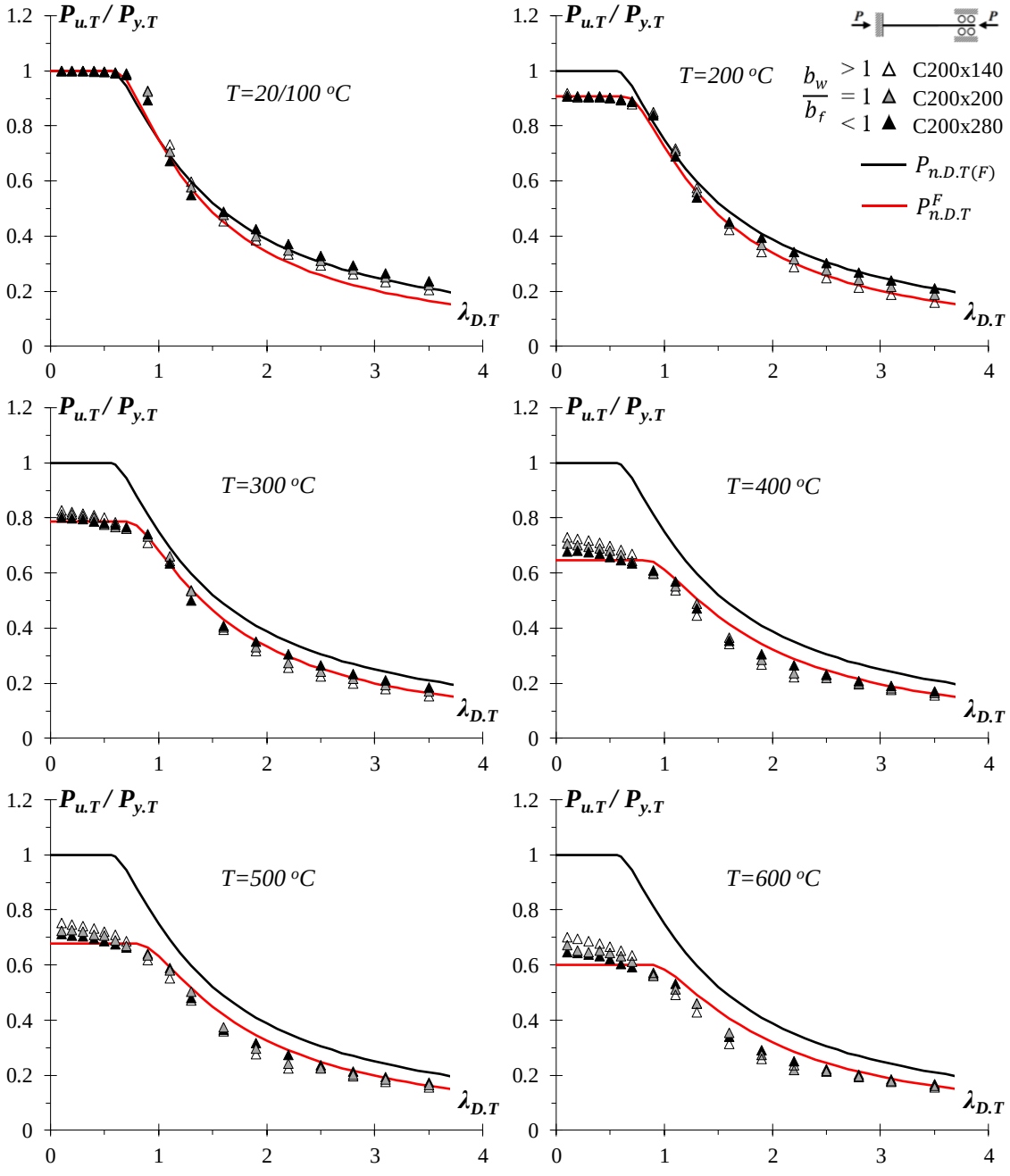


Figura 6: Comparação entre as razões de cargas últimas $P_{u.T}/P_{y.T}$ e as curvas de resistência distorcional, segundo MRD, atual e modificadas (*T=20/100-200-300-400-500-600* ºC).

3.4 MRD modificado – temperaturas ambiente/moderada e elevadas

O desafio agora é encontrar curvas de dimensionamento via MRD modificadas, que sejam capazes de fornecer previsões adequadas (seguras e confiáveis) para a resistência última de colunas colapsando sob modos de falha distorcionais com temperaturas elevadas (*T >100* ºC). A ideia principal por trás dessa tentativa é a incorporação da razão dos fatores de redução k_p/k_y (comentados anteriormente por desempenharem um papel fundamental com relação à dependência da temperatura no modelo constitutivo do aço prescrito pelo EC3-1.2 [10]) nas expressões que definem as curvas de resistência baseadas no MRD. Nesse contexto, foram realizados procedimentos de "tentativa e erro" buscando o ajuste das curvas e os resultados são as curvas de dimensionamento (MRD) modificadas definidas pela Equação 3.

$$P_{n.D.T}^{F}=\begin{cases} P_{y.20}\cdot k_p & \text{for } \lambda_{D.T}\le \dfrac{0.561}{\left(\dfrac{k_p}{k_y}\right)} \\ P_{y.T}\left[1-\dfrac{0.25}{\left(\dfrac{k_p}{k_y}\right)}\left(\dfrac{P_{cr.D.T}}{P_{y.T}}\right)^{0.7}\right]\left(\dfrac{P_{cr.D.T}}{P_{y.T}}\right)^{0.7} & \text{for } \lambda_{D.T}> \dfrac{0.561}{\left(\dfrac{k_p}{k_y}\right)} \end{cases} \tag{3}$$

Essas equações de dimensionamento diferem das anteriores (Equação 2) pelo fato de que *(i)* a carga de escoamento $P_{y.T}$ é substituída por $P_{y.20}\cdot k_p$ ($k_p=\sigma_{p.T}/\sigma_{y.20}$ define a tensão limite de proporcionalidade $\sigma_{p.T}$), *(ii)* o valor de transição da esbeltez distorcional *0,561* é substituído por *0,561* /(k_p/k_y), *(iii)* o coeficiente *0,25* é substituído por *0,25*/(k_p/k_y), e *(iv)* também diferem com relação aos expoentes (*0,6* vs. *0,7*).

As curvas de resistência distorcional segundo MRD fornecidas pela Equação 3 são apresentadas nas Figuras 6 e 7 (em vermelho). A partir da observação dessas curvas de dimensionamento, conclui-se prontamente que:

(i) As curvas referentes às condições de temperatura ambiente/moderada exibem mudanças mínimas.

(ii) Embora as curvas de resistência referentes a temperaturas elevadas sejam modificadas, essas alterações são muito mais significativas para valores de esbeltez menores que *1,5*. Portanto, as estimativas de carga última considerando esbeltez $\lambda_{D.T}\ge 1{,}5$ receberam apenas um ajuste discreto.

(iii) Uma vez que a modificação das atuais curvas de resistência consiste essencialmente em incorporar k_p/k_y nos valores das cargas de escoamento da coluna e na transição da esbeltez distorcional, é lógico e faz todo sentido esperar que a dependência da temperatura dessa relação seja refletida diretamente na variação (com a temperatura) da curva de resistência. De fato, trata-se do seguinte caso: conforme claramente ilustrado na Figura 7, as curvas de resistência modificadas são ordenadas como os valores k_p/k_y, *i.e.*, na sequência *T=20/100-200-300-500-400-600* ºC.

(iv) O bom desempenho das modificações acima, no sentido de que melhoram visivelmente a qualidade da previsão de carga de falha (comparando com as estimativas antigas/anteriores), encoraja a prosseguir com esta abordagem na busca de uma metodologia de dimensionamento eficiente (segura e confiável) com base no MRD para colunas de PFF falhando sob modo distorcional em altas temperaturas. Vale

notar que, dada a escassez de resultados experimentais de carga última distorcional para colunas sob temperaturas elevadas, há uma necessidade importante de desenvolver testes experimentais envolvendo colunas tipo U enrijecido (e também outros tipos de seção transversal) submetidas a temperaturas ambiente e elevadas.

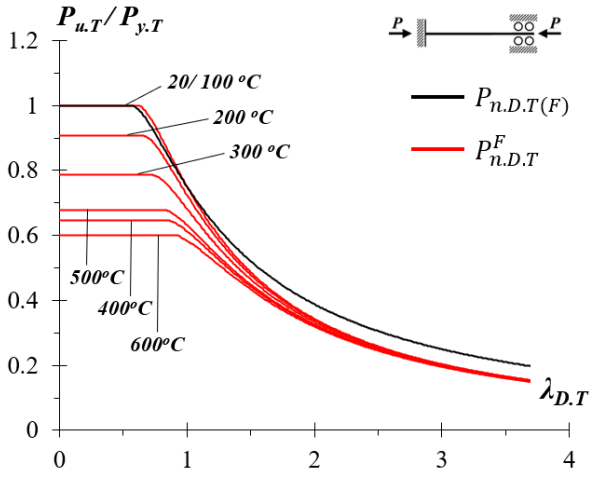


Figura 7: Comparação entre as curvas de resistência distorcional, segundo MRD, atual e modificadas, para colunas fixadas sob altas temperaturas.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho de pesquisa apresentou uma investigação numérica, desenvolvida com auxílio do programa ANSYS (análise em elementos finitos SHELL181), que envolveu colunas de PFF com seção transversal tipo U enrijecido colapsando por flambagem em modo distorcional e submetidas a diferentes temperaturas uniformes elevadas. As cargas últimas distorcionais obtidas foram avaliadas e usadas para propor curvas de resistência via MRD modificadas/aprimoradas, com o objetivo de contribuir para o desenvolvimento de uma abordagem mais eficiente (precisa e segura) para o dimensionamento pelo MRD. Dentre as várias conclusões apresentadas, as seguintes merecem ser especialmente relacionadas:

(i) As atuais curvas de resistência segundo MRD, desenvolvidas para colunas que falham sob modos de flambagem distorcionais em temperatura ambiente, foram alteradas para prever as cargas últimas considerando altas temperaturas. Essas estimativas utilizam a cargas críticas de flambagem distorcional e a carga de escoamento calculadas com os valores de módulo de elasticidade e tensão de escoamento reduzidos (devido à dependência da temperatura), conforme prescrição do EC3-1.2 [10]. Verificou-se que tais previsões de resistência última são em sua maioria inseguras ao longo de praticamente toda a faixa de esbeltez, evidenciando a necessidade de algumas modificações.

(ii) Foi proposta uma mudança das curvas de dimensionamento via MRD disponíveis, envolvendo a incorporação da razão k_p /k_y (fatores de redução prescritos em EC3-1.2 [10]). Essa alteração levou a um conjunto de curvas de resistência dependentes da temperatura mais "rebaixadas" e diferentes das anteriores principalmente para valores de esbeltez abaixo de *2,0*. Apesar da simplicidade inerente da modificação

acima, as curvas de resistência distorcional (MRD) resultantes demonstraram um aperfeiçoamento notável com relação à qualidade da estimativa de carga última. A quantidade de previsões não-conservadoras diminuiu e os valores superestimados restantes estão muito mais próximos das novas/modificadas curvas de resistência. Tais descobertas encorajam a prosseguir com essa abordagem na busca de uma metodologia de projeto baseado no MRD mais eficiente, para colunas submetidas ao modo de falha distorcional sob temperaturas elevadas.

REFERÊNCIAS

1 SANTIAGO, A. K., FREITAS, A. M. S., CRASTO, R. C. M., 2012, *Steel Framing: Arquitetura, Manual de Construção em Aço*. Rio de Janeiro, Instituto Aço Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço.

2 SCHAFER, B.W., 2008, "Review: the Direct Strength Method of cold-formed steel member design", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(7-8), pp. 766-788.

3 AISI - American Iron and Steel Institute, *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* – NAS: AISI-S100-16, Washington (DC), 2016.

4 AS/NZS - Standards of Australia and Standards of New Zealand (SA-SNZ), *Australian/New Zealand Standard on Cold-Formed Steel Structures*, AS/NZS 4600. 2nd ed., Sydney-Wellington, 2005.

5 ABNT NBR 14762 - Brazilian Standards Association - *Brazilian Standard on Design of Cold-Formed Steel Structures*, NBR 14762:2010, Rio de Janeiro-RJ, 2010 (Portuguese).

6 CHEN, J., YOUNG, B., 2007, "Cold-formed steel lipped channel columns at elevated temperatures", *Engineering Structures*, 29(10), 2445-56.

7 RANAWAKA, T., MAHENDRAN, M., 2009, "Distortional buckling tests of cold-formed steel compression members at elevated temperatures", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2), 249-59.

8 SHAHBAZIAN, A., WANG, Y.C., 2012, "Direct Strength Method for calculating distortional buckling capacity of cold-formed thin-walled steel columns with uniform and non-uniform elevated temperatures", *Thin-Walled Structures*, 53(April), 188-199.

9 LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., SILVA, F.C.M., 2018, "DSM design of cold-formed steel columns failing in distortional modes at elevated temperatures" *International Journal of Steel Structures*, v.19(3), pp. 1023-1041.

10 EN 1993-1.2 - Eurocode 3 - *Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, CEN - European Committee for Standardization. Brussels, 2005.

11 BEBIANO, R., PINA, P., SILVESTRE, N., CAMOTIM, D., 2008, GBTUL - "A code for the buckling analysis of cold-formed steel members", In: *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, WW Yu (eds.), 61-79.

12 BEBIANO, R., PINA, P., SILVESTRE, N., CAMOTIM, D., 2008, *GBTUL 1.0β – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members*, DECivil/IST, Technical University of Lisbon, Portugal. (http://www.civil.ist.utl.pt/gbt)

13 SAS - Swanson Analysis Systems Inc., 2009, *Ansys Reference Manual* (vrs. 12)

14 LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2011, "On the distortional buckling, post-buckling and strength of cold-formed steel lipped channel columns under fire conditions", *Journal of Structural Fire Engineering*, 2(1), 1-19.

15 LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2010, "Distortional failure and design of cold-formed steel lipped channel columns under fire conditions", *Proceedings of SSRC Annual Stability Conference* (Orlando, 12-15/5), 505-532.

16 LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2011, "Distortional failure and design of cold-formed steel rack-section columns under fire conditions", *Proceedings of Fourth International Conference on Steel & Composite Structures* (ICSCS'2011 – Sydney, 21-23/7), B. Uy et al. (eds.), 287-289. (full paper in Cd-Rom Proceedings)

17 ELLOBODY, E., YOUNG, B., 2005, "Behavior of cold-formed steel plain angle columns", *Journal of Structural Engineering*, (ASCE), 131(3), pp. 457-466.

18 LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., BATISTA, E.M., 2009, "On the distortional buckling, post-buckling and strength of cold-formed steel lipped channel columns subjected to elevated temperatures", *Proceedings of International Conference on Applications of Structural Fire Engineering* (Prague), F. Wald, P. Kallerová, J. Chlouba (eds.), A8-A13.

19 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.

20 SCHAFER, B.W., PEKÖZ, T., 1998, "Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions", *Proceedings of 14th International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures* (St. Louis, 15-16/10), pp. 69-76.

21 SCHAFER, B.W., 2000, "Distortional Buckling of Cold-Formed Steel Columns", *The American Iron and Steel Institute (AISI) Final Report.*

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ESTUDO COMPARATIVO DE CARREGAMENTO QUASI-ESTÁTICO DE VENTO SOBRE A COBERTURA DE UM GALPÃO ATRAVÉS DE MÉTODO TRANSIENTE DE FLUIDODINÂMICA COMPUTACIONAL

Aron L. Zavelinski[1]
Rodrigo S. Romanus[2]
Alan Lugarini[3]
Admilson T. Franco[4]

Resumo
Elementos metálicos apresentam uma boa relação de resistência a tração por peso, e por isso são amplamente utilizados em estruturas que sustentam coberturas de edifícios baixos, como galpões e estádios. Por se tratarem de estruturas relativamente leves, a ação do vento acaba sendo bastante significativa no dimensionamento dos elementos. A depender da concepção arquitetônica da obra e da topografia do entorno, o uso de soluções analíticas fornecidas em normas de vento pode acarretar em importantes incertezas de projeto. Dentro desse contexto, o uso da fluidodinâmica computacional (CFD) surge como uma alternativa que tem despertado interesse neste mercado. No presente trabalho, são realizadas comparações entre resultados de túnel de vento e de simulações de grandes vórtices (CFD-LES) para a carga de vento sobre a cobertura de um galpão padrão. O objetivo do estudo é investigar a viabilidade e o nível de precisão que se pode esperar deste método para projetos estruturais de edifícios baixos. Uma boa concordância com resultados experimentais foi obtida para as três direções de incidência de vento analisadas. As características e ressalvas a respeito do método são oportunamente discutidas.
Palavras-chave: Carga de vento; Carregamento quasi-estático; Fluidodinâmica computacional; Simulação de grandes vórtices; Edificação horizontal.

COMPARATIVE STUDY OF QUASI-STATIC WIND LOADING ON THE ROOF OF A LOW-RISE BUILDING USING A TRANSIENT METHOD OF COMPUTATIONAL FLUID DYNAMICS

Abstract
Metallic elements exhibit a good strength-to-weight ratio, which is why they are widely used in structures that support roofs of low-rise buildings, such as warehouses and stadiums. Due to their relatively lightweight nature, wind action becomes highly significant in the design of these elements. Depending on the architectural design and the topography of the surroundings, the use of analytical solutions provided in wind codes may lead to significant design uncertainties. In this context, the use of computational fluid dynamics (CFD) emerges as an alternative that has sparked interest in this market. This work compares wind tunnel results

[1] Eng. Mecânico pela Universidade Tecnológica do Paraná (UTFPR), Engenheiro de CFD na AeroSim e estudante de mestrado na UTFPR, Curitiba, Paraná, Brasil.
[2] M.Sc. em engenharia mecânica pela UTFPR, Gerente de produto na AeroSim, Curitiba, Paraná, Brasil.
[3] Dr. em engenharia mecânica pela UTFPR, Diretor de engenharia na AeroSim, Curitiba, Paraná, Brasil.
[4] Dr. em Transferência de Calor e Mecânica dos Fluidos pela UNICAMP, Professor no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica e de Materiais na UTFPR, Curitiba, Paraná, Brasil.

with large eddy simulations (CFD-LES) for the wind load on the roof of a standard warehouse. The objective of the study is to investigate the feasibility and level of accuracy that can be expected from this method for structural designs of low-rise buildings. Good agreement with experimental results was achieved for the three wind incidence directions analyzed. The method's characteristics and caveats are appropriately discussed.
Keywords: Wind load; Quasi-static loading; Computational fluid dynamics; Large eddy simulation; Low-rise building.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas são frequentemente leves e flexíveis, de forma que as cargas de vento apresentam especial relevância no dimensionamento de tais estruturas, podendo em alguns casos ser o mais importante carregamento em consideração. As normas técnicas internacionais ligadas à ação do vento, dentre as quais a norma brasileira NBR 6123 [1], especificam um conjunto de formulações (aqui chamadas de “soluções analíticas”) baseadas em testes experimentais, que estabelecem procedimentos e critérios para compor as cargas de vento para projetos de estruturas. Tais soluções analíticas especificam variáveis para cada tipo de efeito capaz de influenciar as cargas de vento, como perfil da camada limite atmosférica, efeitos topográficos, fatores de segurança, geometria da edificação, etc. No entanto, a real carga de vento que uma estrutura está sujeita depende do efeito combinado das variáveis relevantes, de uma maneira mais complexa do que as soluções analíticas são capazes de representar [2]. Em decorrência disso, as normas reconhecem a impossibilidade de apresentar soluções para todas as combinações vento-estrutura possíveis e frequentemente explicitam a importância da realização de estudos avançados de túnel de vento.

Devido à progressiva redução no custo de recursos computacionais, e à melhoria dos algoritmos de simulação, a dinâmica de fluidos computacional (CFD) vem sendo cada vez mais utilizada como solução de engenharia. A utilização de modelos geométricos digitais facilita a integração de análises de vento nos processos de IPD (*Integrated Project Delivery*) e BIM (*Building Information Modeling*). Os resultados obtidos podem ser facilmente acoplados em softwares de análise estrutural, de forma que sua utilização oferece flexibilidade e redução em tempo de projeto [3]. Kataoka, Ono e Enoki [4] antecipam que a utilização de análise numérica para o dimensionamento de forças sobre estruturas se tornará cada vez mais comum nos próximos anos. Segundo os autores, a técnica será utilizada em fases iniciais do desenho estrutural, enquanto o formato final será avaliado em túnel de vento. Os autores sugerem, ainda, a utilização da técnica para a estimativa de cargas de vento em construções de pequeno e médio porte que foram dimensionadas com base somente em normas técnicas, como forma de verificação de segurança e otimização de formatos.

Para a realização da estimativa de cargas de vento por meios computacionais, no entanto, é importante que se utilizem métodos numéricos capazes de reproduzir com precisão o comportamento transiente do vento. As cargas pertinentes ao dimensionamento de estruturas são as ações extremas, originadas das flutuações turbulentas, e diferem bastante da carga média do vento. O método numérico mais difundido em softwares de CFD são baseados na resolução da média de Reynolds nas equações da Navier-Stokes (RANS), tais como os métodos k-ε e k-ω, os quais são incapazes de reproduzir as flutuações turbulentas [5]. Dessa maneira,

tais algoritmos apresentam estimativas imprecisas de cargas em zonas de separação do escoamento e são incapazes de modelar fenômenos dinâmicos, tais como o surgimento de forças transversais ao vento, efeitos de golpe devido a construções vizinhas, entre muitos outros. Porém, existem métodos numéricos que solucionam porções do espectro turbulento, dentre os quais o mais adequado é a simulação de grandes vórtices (Large Eddy Simulation – LES). Com LES, a dinâmica de formação e dissipação de vórtices é reproduzida com alta fidelidade, o que resulta na obtenção de medições de pressão bastante próximas às que se obteriam em um ensaio físico [6]. Deve-se destacar que o custo computacional deste método é bastante significativo, o que o torna inviável em várias aplicações como solução de mercado.

Diversos trabalhos vem sendo apresentados nos últimos 10 anos apontando a capacidade do método LES em reproduzir as características do escoamento turbulento no entorno de geometrias complexas [7-19]. Dentre esses alguns analisaram as flutuações de pressão sobre edificações baixas, tais como galpões e casas [9][10][14][15][17][18]. Kataoka, Ono e Enoki [4] indicam que com o adequado ajuste de parâmetros numéricos é possível se obter medições de pressão que atingem boa concordância com resultados de túnel de vento para estatísticas de até quarta ordem.

Para se obter resultados de CFD-LES com qualidade adequada para projeto estrutural é necessário cumprir os requisitos corretos de resolução espaço-temporal e amostragem. Somente com o apropriado dimensionamento do caso pode-se conseguir convergência estatística e a correta reprodução do espectro turbulento. Tanto os requisitos de resolução quando de amostragem demandam memória e capacidade de processamento e se convertem, em última instância, em custo e tempo de simulação.

Os avanços recentes em aplicações de inteligência artificial vem impulsionando o desenvolvimento de unidades de processamento gráficos (GPUs) direcionadas para aplicações científicas. A capacidade de processamento e memória RAM destas máquinas vem aumentando, sem aumentar na mesma proporção os preços de tais componentes. Por isso, vale a pena constantemente reavaliar a viabilidade do método LES. Os algoritmos mais tradicionais e dominantes na área de CFD são baseados na discretização das equações de Navier-Stokes por meio do método dos volumes finitos [19]. No entanto, métodos alternativos baseados na resolução da equação de Boltzmann por meio do método LBM (*Lattice-Boltzmann Method*) vem se tornando cada vez mais atrativas devido ao seu grande potencial de paralelização. Por conta disso, o método apresenta grande potencial de aproveitar as características das GPUs [20].

Nesse trabalho, são apresentados resultados de uma aplicação do método LBM para a simulação de grandes vórtices (LES) para o estudo de cargas de vento quasi-estática sobre um galpão padrão. Analisaram-se três incidências de vento e validaram-se, com base em resultados de túnel de vento físico, as medidas de coeficiente de pressão medidas sobre a cobertura da edificação. Utilizou-se um padrão de camada limite atmosférica compatível com a categoria II da norma NBR-6123 [1]. O objetivo do trabalho é avaliar o nível de precisão e a viabilidade do método, como alternativa as soluções analíticas para o projeto de cargas de vento sobre edificações baixas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Metodologia Numérica

O método lattice-Boltzmann (LBM) é utilizado para computar a evolução do escoamento. O LBM consiste na discretização da equação de Boltzmann e utiliza uma abordagem mesoscópica para descrever o escoamento. Dessa forma, o fluido é representado por populações {*fi*}, que consistem na densidade de partículas com certo estado de velocidade, em uma certa posição no espaço e no tempo.

No LBM a discretização do domínio é realizada tanto para o espaço-tempo quanto para o espaço de velocidades, conforme ilustrado no arranjo de velocidade D3Q19 abaixo:

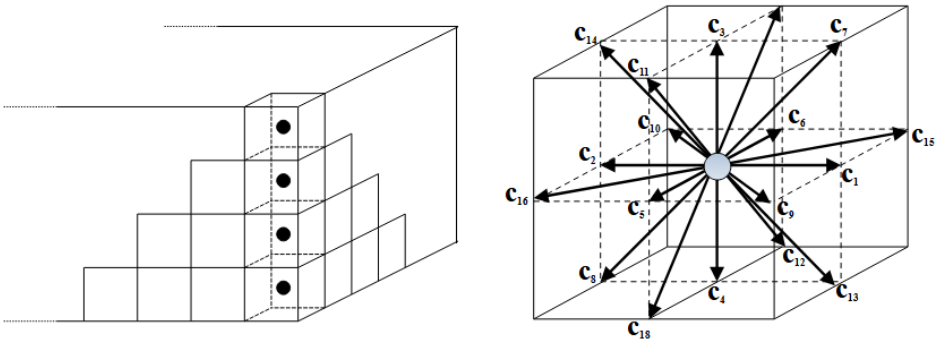


Figura 1: Discretização do domínio em elementos cúbicos em um arranjo D3Q19. Definido para 3 dimensões e 19 direções de velocidade.

A equação de lattice Boltzmann é resolvida em duas etapas: a colisão, na qual as populações sofrem colisões e tem alteração de seu valor:

$$f_i^{*} = f_i^{\mathrm{eq}} + (1-\omega)\, f_i^{\mathrm{neq}} + \Delta t \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) F_i \tag{1}$$

Em que ω é a frequência de relaxação não dimensional. E a propagação, na qual as populações migram para os nós vizinhos.

$$f_i(x + \Delta x, t + \Delta t) = f_i^{*}(x, t) \tag{2}$$

Para cada direção de velocidade há uma população f_i associada, sendo que os momentos de $\{f_i\}$ retornam propriedades macroscópicas do fluido, por exemplo:

$$\sum_{i=1}^{n} f_i = \frac{p}{c_s^2} \tag{3}$$

$$\sum_{i=1}^{n} f_i e_i = \rho u - \frac{\Delta t}{2} F \tag{4}$$

Em que p, ρ e u são, a pressão, massa específica e velocidade do fluido, respectivamente, c_s é a velocidade do som no meio e F é uma força macroscópica volumétrica. Para mais detalhes sobre o método o leitor é referido à literatura especializada no método [21].
A maior parte das operações em LBM são locais e por esse motivo o método é altamente eficiente para computação paralela. Neste trabalho, o LBM é usado para representar o modelo LES de Smagorinsky [22]. Os obstáculos e edificações no domínio computacional são representados com o método da fronteira imersa (IBM), que utiliza uma malha de nós Lagrangeanos e impõe a condição de não-deslizamento no fluido por meio de um campo de forças [23].

2.2 Modelagem do Problema

A metodologia numérica apresentada na seção 2.1 será usada para reproduzir um dos casos avaliados no NIST/TTU *Cooperative Agreement – Windstorm Mitigation Initiative*, projeto financiado conjuntamente pelo *National Bureau of Standards and Technology* e pela *Texas Tech University* [24][25]. Utilizou-se como referência os resultados relativos ao teste 1 da segunda fase do experimento, caracterizada pela medição das pressões externas de um modelo de um galpão de duas águas com altura de beiral, largura e comprimento iguais a 6,10m, 30,48m e 60,96m, respectivamente, em escala de 1:200. Além disso, o caimento do telhado é de 1:24.

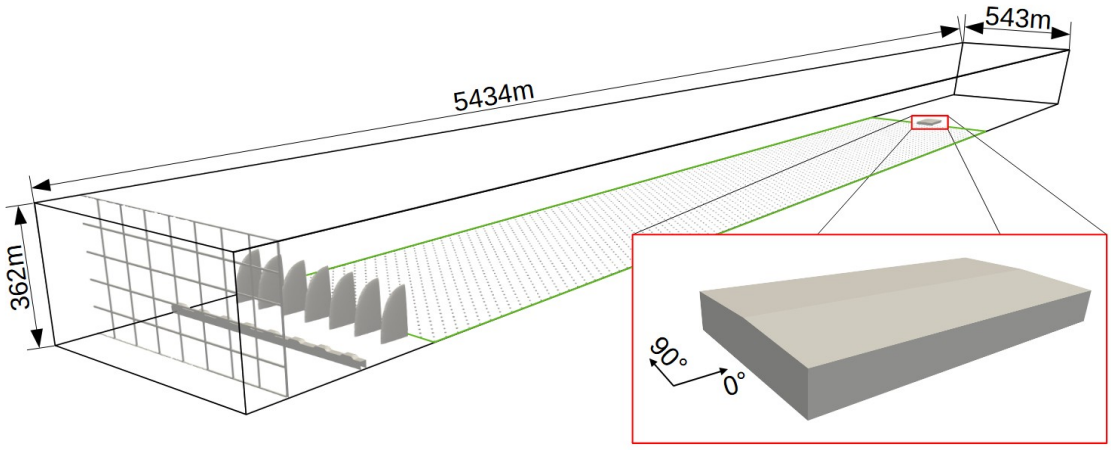
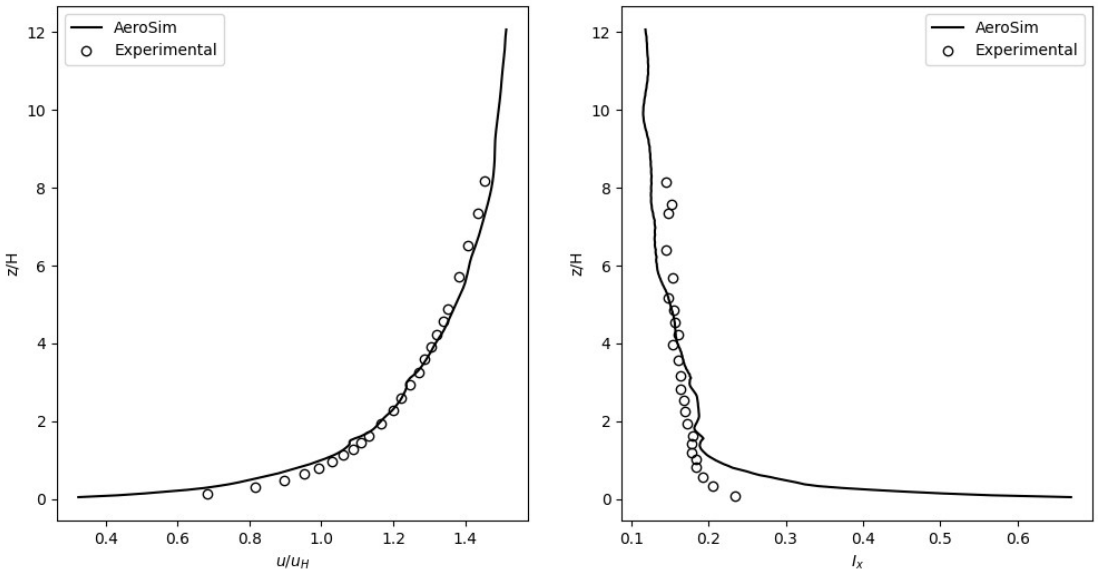


Figura 2 – Dimensões do túnel de vento digital com elementos de rugosidade e posição do galpão, em unidades de escala real.

Utilizou-se como condição de contorno na entrada do domínio um escoamento turbulento proveniente de uma simulação precursora com plano liso. Por meio da utilização de elementos de rugosidade com altura de 2,80m e com distanciamento de 14,70m entre si, conforme apresentado na Figura 2, corrigiu-se as estatísticas da camada limite e obteve-se um perfil de

velocidade média e intensidade turbulenta compatível com a categoria II, como mostrado na Figura 3. A grade apresentada na Figura 2 foi utilizada para evitar a re-laminarização do escoamento nas regiões superiores da camada limite atmosférica, o que não é incomum de ocorrer quando se empregam modelos de dissipação numérica. Contudo, o padrão de escoamento típico de camada-limite atmosférica é gerado pelas torres elípticas e aletas de rugosidade. Utilizou-se uma malha estruturada cartesiana com refinos diferentes para cada região de interesse. No entorno do galpão estudado utilizou-se a malha mais refinada, com $H/\Delta x = H/\Delta y = H/\Delta z =$ 42, onde H representa a altura do galpão. Foi resolvida uma amostragem de 600 CST = H/U_H (escala de tempo convectiva), em que U_H é a velocidade média do vento na altura H, com passo de tempo igual a CST/1060. O controle da escala do problema foi realizado por meio do número de Reynolds, definido como $H.U_H/v$, em que v é a viscosidade cinemática do ar. Para as simulações realizadas utilizou-se um número de Reynolds igual a $8{,}34 \times 10^4$, igual ao da solução experimental. Enquanto na solução experimental a escala de comprimento (H) é reduzida em relação à escala real, na solução numérica optou-se por reduzir a escala de velocidade (U_H). Cada simulação levou aproximadamente 4 horas de processamento em uma GPU Nvidia Tesla V100 SXM2 16GB.

Realizou-se a análise de três direções de incidência de vento sobre o galpão: 0°, 45° e 90°, em conformidade com o sistema de referências indicado na Figura 2. Devido à simetria da geometria e do escoamento é possível utilizar tais resultados como representativo de todas as incidências entre 0° e 360° com incrementos de 45°.



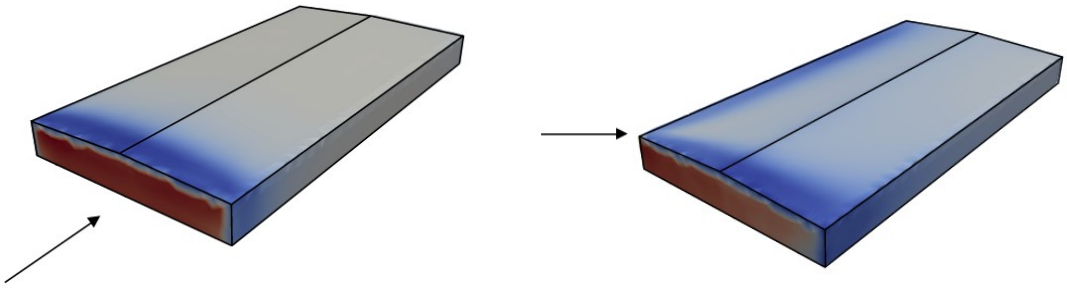
(a) (b)

Figura 3 – Comparativo entre os perfil verticais de (a) velocidade média e (b) intensidade turbulenta obtidos experimentalmente e numericamente.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Comparativo numérico-experimental

As Figuras 4.(a) e 4.(b) apresentam um mapa de cores das pressões médias indicando as zonas de sobrepressão e sucção para as incidências de vento de 0° e 45°, respectivamente. Nas figuras as cores em tons de vermelho indicam zonas de sobrepressão, enquanto zonas azuladas indicam sucção. É possível observar que em ambos os casos ocorre sobrepressão nas faces frontais exposta à barlavento e sucção em todas as demais faces. No caso da incidência oblíqua tem-se duas faces posicionadas à barlavento, de forma que a sobrepressão se estende também para a parede lateral do galpão. Observa-se, também, que nas bordas posicionadas à barlavento , altas sucções são aferidas, devido à existência de separação do escoamento, ou formação de vórtices cônicos nessa região. No restante da cobertura, tem-se uma grande zona de leve sucção. O fenômeno descrito representa corretamente os padrões de escoamento avaliados experimentalmente [26-29].



(a) (b)

Figura 4 – Mapa de cores indicando as zonas de sobrepressão e sucção para vento com incidência de (a) 0° e (b) 45°.

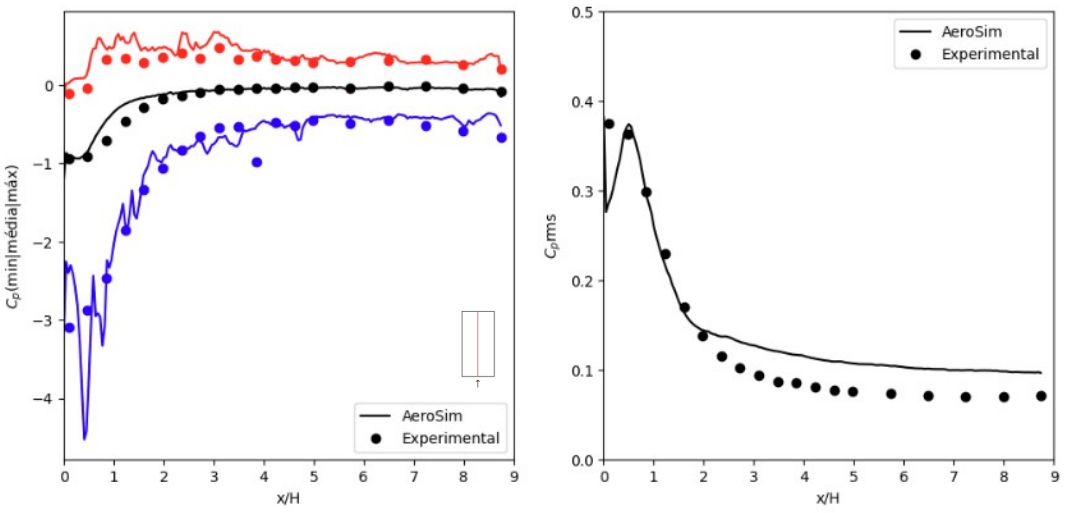
As pressões são normalizadas conforme a definição de coeficiente de pressão, apresentada na Equação (5).

$$C_P = \frac{p - p_\infty}{\frac{1}{2}\rho U_H^2} \tag{5}$$

Em que C_p é o coeficiente de pressão, p e p_∞ são a pressão medida e de referência, respectivamente. Ao se utilizar em p as pressões média, mínima, máxima e média quadrática da série histórica, obtêm-se os coeficientes de pressão correspondentes (médio, mínimo, máximo e rms).

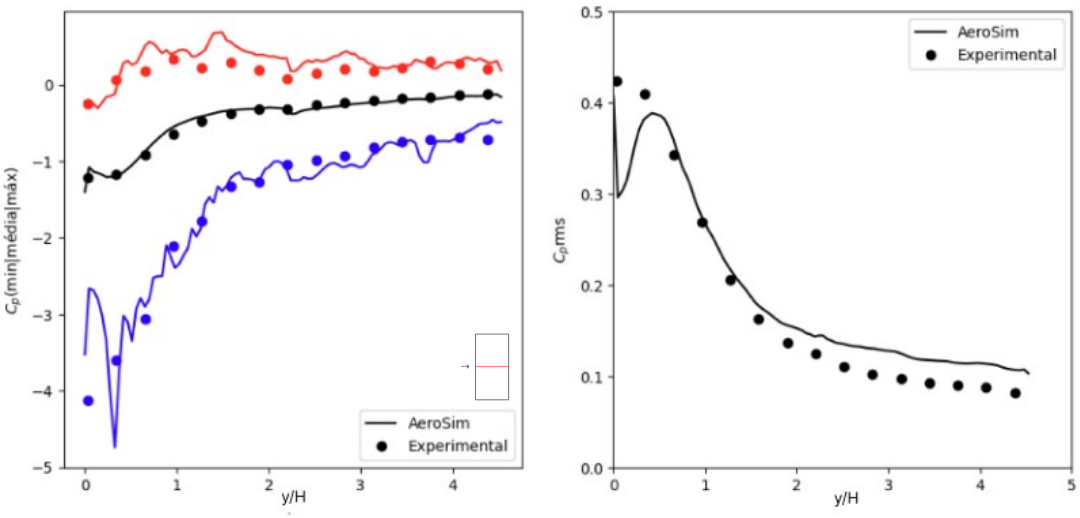
As Figuras de número 5 a 8 apresentam um comparativo entre os coeficientes de pressão obtidos experimentalmente e numericamente. As medidas foram realizadas somente na cobertura, sendo uma linha de medidas localizada ao longo da cumeeira e outra transversal (de uma ponta a outra da cobertura). Nessas figuras, o lado (a) apresenta os coeficientes de

pressão mínimo, médio e máximo e o lado (b) apresenta o coeficiente médio quadrático (root mean squared, rms) das séries históricas. É possível se observar um bom nível de concordância entre os valores experimentais e numéricos.



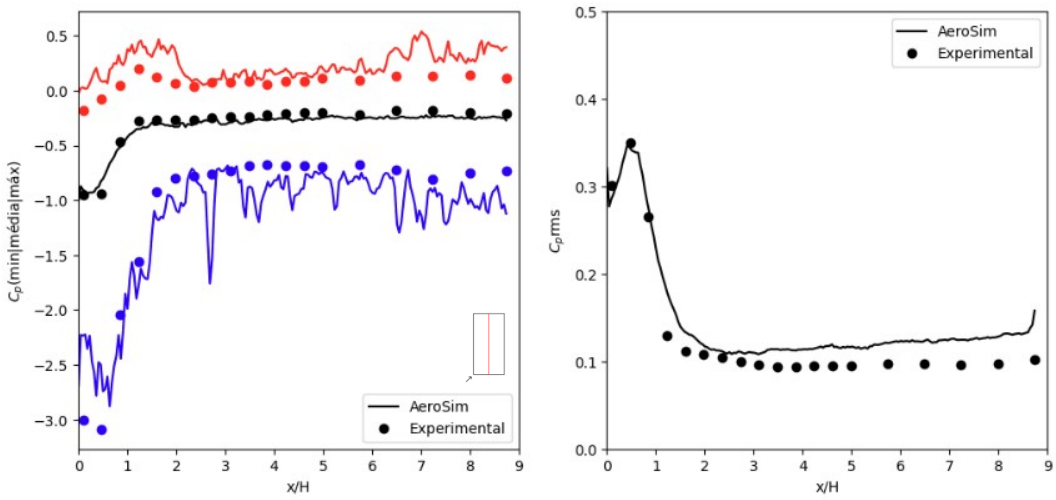
(a) (b)

Figura 5 – (a) Coeficiente de pressão mínimo(azul), médio (preto) e máximo (vermelho) e (b) rms, ambos para o vento de incidência de 0°. Norma NBR-6123 (verde, tracejado) especifica o valor extremo mínimo. Leituras de pressão retiradas do telhado ao longo da cumeeira.



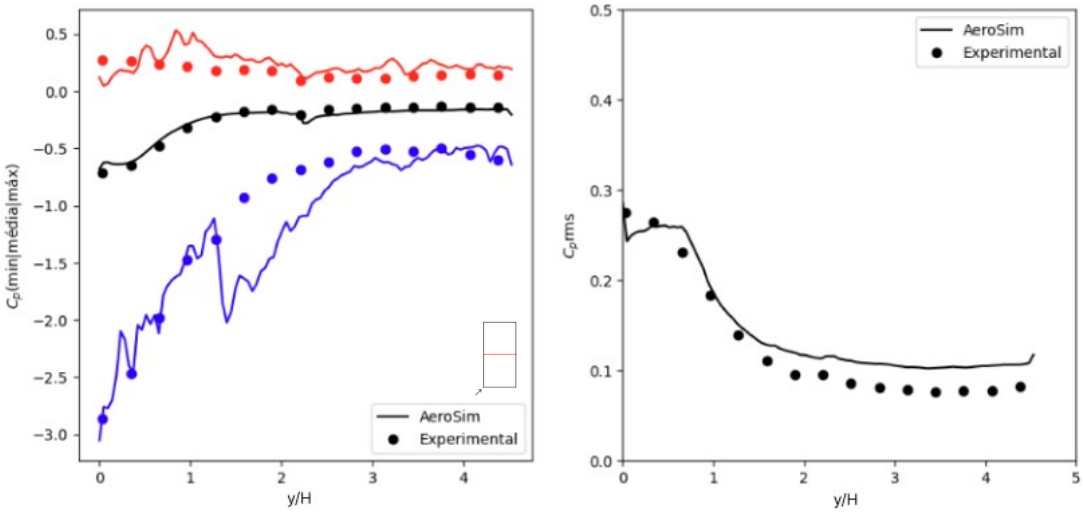
(a) (b)

Figura 6 – (a) Coeficiente de pressão mínimo, médio e máximo e (b) rms, ambos para o vento de incidência de 90°. Norma NBR-6123 especifica o valor extremo mínimo. Leituras de pressão retiradas do centro do telhado em direção transversal à cumeeira.



(a) (b)

Figura 7 – (a) Coeficiente de pressão mínimo, médio e máximo e (b) rms, ambos para o vento de incidência de 45°. Leituras de pressão retiradas do telhado ao longo da cumeeira.



(a) (b)

Figura 8 – (a) Coeficiente de pressão mínimo, médio e máximo e (b) rms, ambos para o vento de incidência de 45°. Leituras de pressão retiradas do centro do telhado em direção transversal à cumeeira.

3.2 Cálculo de cargas de projeto

As séries históricas de cp são caracterizadas por picos de curta duração, os quais são determinantes para definir as cargas extremas para projeto. Os picos são mais acentuados para o caso de incidência de vento de 45°, o que se justifica pela existência de vórtices cônicos com alta velocidade de turbilhonamento, e zonas de sucção mais intensa do que nos casos das orientações aprumadas com o telhado. Pode-se observar nas Figuras 7 e 8 que no caso de incidência oblíqua os picos obtidos nas simulações excederam os valores experimentais. Isto provavelmente ocorreu devido à instabilidades numéricas que surgem na interferência de ondas de pressão no método LBM.

Uma vez que os valores de cp max e min são dependentes da amostragem, podendo conter muita volatilidade, existem diferentes formas de definição dos valores de cp extremos para projeto. No presente trabalho, utiliza-se o fator de pico, conforme apresentado na Equação (6).

$$\check{C}_p = \overline{C_p} - g\,C'_p \tag{6}$$

Em que $\check{C}_p$, $\overline{C_p}$ e C'_p indicam os coeficientes de pressão extremo, médio e rms, respectivamente, e *g* indica o fator de pico, normalmente situado entre 3 e 4. O projeto de estruturas metálicas de cobertura é mais sensível aos esforços de sucção do que de sobrepressão. Portanto, somente os extremos de sucção são discutidos a seguir. Aplicando-se o cálculo da Equação (6), com fator de pico igual a 4 obteve-se os resultados apresentados na Figura 9, a qual também contém os valores indicado pela norma NBR 6123. Todos os coeficientes mostrados na Figura 9 foram ajustados para uma pressão dinâmica de 10 minutos.

Os comparativos apresentados nas Figuras 9.(a) e 9.(d) apontam que a norma NBR 6123 [1] representa bem a pressão de projeto (extremo de sucção) para o caso investigado, embora possa apresentar valores conservadores. Tal comportamento é esperado, pois, em primeiro lugar, a norma utiliza coeficientes de forma, que precisam ser seguros em toda a faixa abrangida pelas zonas. Em segundo lugar, a normatização deve ser capaz de generalizar o comportamento das cargas em geometrias variadas, devendo adotar uma postura conservadora mesmo em casos canônicos e bem documentados. A análise de túnel de vento (seja experimental ou digital), considera todas as particularidades da forma arquitetônica da edificação e do padrão do vento, inclusive quando é afetado pela vizinhança ou pela topografia, por isso seus resultados podem reduzir consideravelmente as incertezas nas cargas de vento para projeto. Devido ao baixo desvio observado do resultado numérico em relação ao experimental, conclui-se que a metodologia CFD-LES pode ser utilizada enquanto ferramenta complementar em estudos avançados, podendo oferecer resultados compatíveis com projetos de engenharia na análise estrutural de galpões.

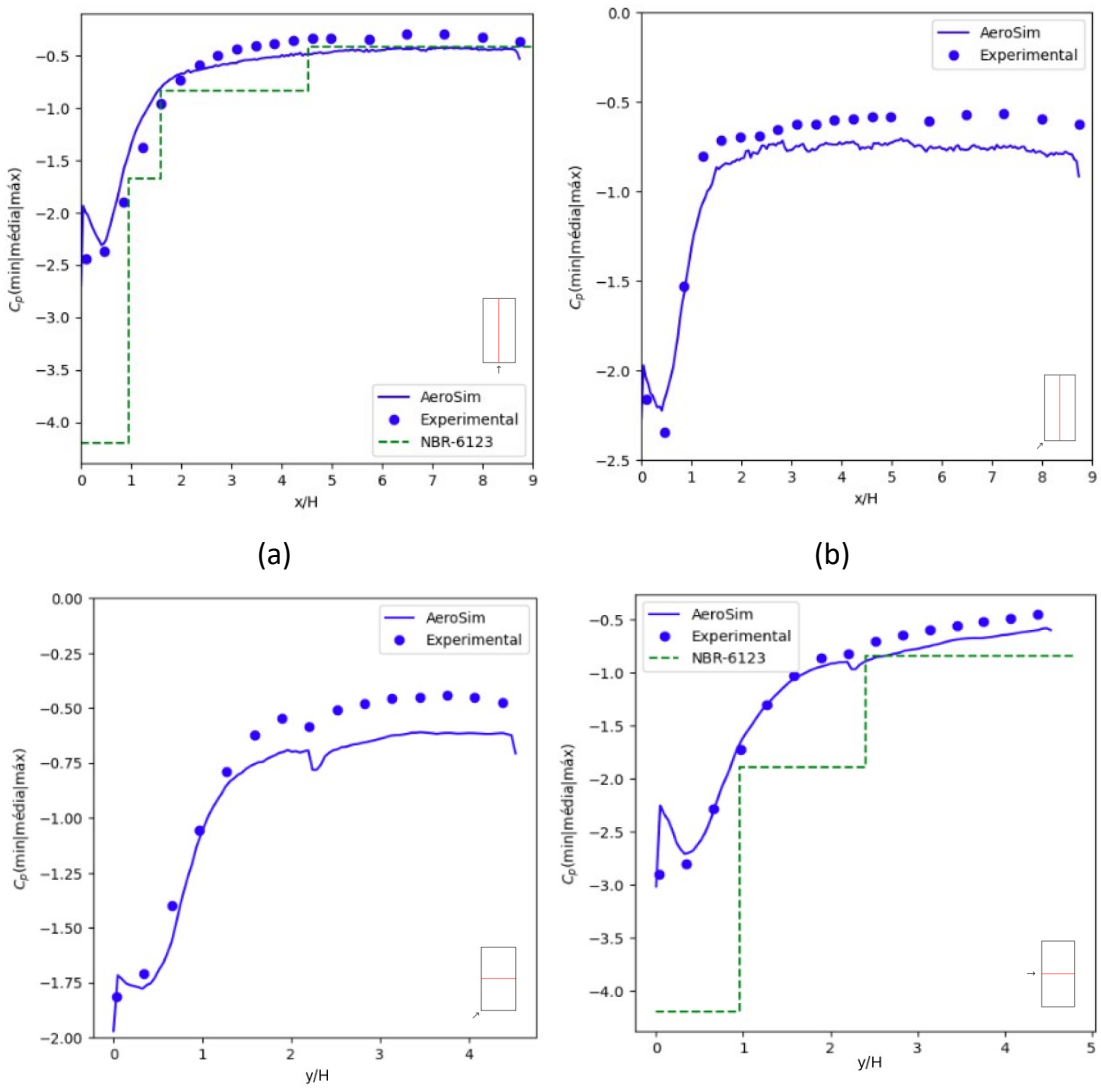


Figura 9 – Coeficientes de pressão mínima calculada a partir da equação (6), para vento com incidência de (a) 0° e (b)(c) 45° e (d)90°. Leituras em direção (a)(b) paralela e (c)(d) ortogonal à cumeeira.

4 CONCLUSÃO

O presente artigo apresentou um trabalho de validação de uma metodologia numérica CFD-LES para calcular as cargas de vento sobre a cobertura de uma edificação baixa. Foi possível reproduzir com boa precisão os resultados experimentais feitos em túnel de vento para um galpão duas águas padrão. Os valores médios de pressão não são apropriados para a determinação das cargas de vento para projeto de estruturas, por isso, empregou-se uma solução transiente de CFD que resolve a porção energética do espectro turbulento. Com isto, as cargas extremas, como mínimos e máximos e o desvio padrão (rms) são bem representados. Deve-se destacar a ressalva de que as simulações estacionárias em CFD (ex.: RANS) são muito

mais difundidas no mercado do que a solução empregada neste trabalho. Porém, as simulações estacionárias não são apropriadas para capturar os picos de pressão que geram os esforços extremos.

Devido à grande implementação do método LBM em um ambiente de alto desempenho de computação em GPUs, foi possível realizar as simulações apresentadas nesse trabalho em apenas 4 horas de máquina por direção de incidência de vento. Este tempo é considerado excelente para o referencial de simulações LES na engenharia, que costuma levar dias de processamento. Dessa maneira, conclui-se que a técnica apresentada no presente artigo pode ser utilizada de forma viável para complementar as soluções analíticas para cargas de vento, quando as mesmas apresentarem limitações que podem acarretar em grandes incertezas de projeto. A flexibilidade fornecida pela modelagem computacional permite que se avaliem com segurança cargas de vento em condições de um entorno complexo, como prédios vizinhos, morros ou taludes.

REFERÊNCIAS

1 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: Forças Devidas ao Vento. Rio de Janeiro. 1988.

2 Holmes JD. Wind Loading of Structures. Third Edition. Taylor & Francis Group, LLC; 2015.

3 Thordal MS, Bennetsen JC, Holger H, Koss H. Review for practical application of CFD for the determination of wind load on high-rise buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2019; 186 (2019); 155-168.

4 Kataoka H, Ono Y, Enoki K. Applications and prospects of CFD for wind engineering fields. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics. 2020; 205.

5 Durbin PA, Pettersson Reif BA. Statistical Theory and Modeling for Turbulent Flows. John Wiley & Sons, Ltd; 2011.

6 Tannehlll JC, Anderson DA, Fletcher RH. Computational Fluid Mechanics and Heat Transfer. Second Edition. Taylor & Francis; 1997.

7 Xing J, Patruno L, Pozzuoli C, Pedro G, de Miranda S, Uebertini F. Wind Loads Prediction using LES: Inflow Generation, Accuracy and Cost Assessment for the Case of Torre Gioia 22. Engineering Structures. 2022; 262.

8 Zheng X, Montazeri H, Blocken B. CFD Analysis of the Impact of Geometrical Characteristics of Building Balconies on Near-Façade Wind Flow and Surface Pressure. Building and Environment. 2021; 200.

9 Ong R H, Patruno L, Yeo D, He Y, Kwok KC. Numerical simulation of wind-induced mean and peak pressures around a low-rise structure. Engineering Structures. 2020; 214.

10 Aly AM, Zaroudi HG. Peak pressures on low-rise buildings: CFD LES versus full-scale and wind tunnel measurements. Wind and Structures. 2020; 30(1); 99-117.

11 Thordal MS, Bennetsen JC, Capra S, Kragh AK, Koss HHH. Towards a standard CFD setup for wind load assessment of high-rise buildings: Part 1 – Benchmark of the CAARC building. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics. 2020; 205.

12 Thordal MS, Bennetsen JC, Capra S, Kragh AK, Koss HHH.Towards a standard CFD setup for wind load assessment of high-rise buildings: Part 2 – Blind test of chamfered and rounded corner high-rise buildings. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics. 2020; 205.

13 Han M, Ooka R, Kikumoto H. Validation of lattice Boltzmann method-based large-eddy simulation applied to wind flow around single 1: 1: 2 building model. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2020; 206.

14 Xing F. Experimental and Numerical Investigation of Wind Flow Around Gable Roof Low-Rise Buildings With Different Geometries. Doctorate thesys. Faculty of Engineering and Information Technologies The University of Sydney; 2019.

15 Ricci M, Patruno L, de Miranda S. Wind loads and structural response: Benchmarking LES on a low-rise building. Engineering Structures. 2017; 144; 26–42.

16 Richards P, Norris S. LES modelling of unsteady flow around the Silsoe cube. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 2015; 144; 70–78.

17 Nozawa K, Tamura T. Large eddy simulation of the flow around a low-rise building immersed in a rough-wall turbulent boundary layer. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 2002; 90; 1151–1162.

18 Kumar KS, Stathopoulos T. Computer simulation of fluctuating wind pressures on low building roofs. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics. 1997; 69:485-95.

19 Moukalled F, Mangani L, Darwish M. The Finite Volume Method in Computational Fluid Dynamics: An Advanced Introduction with OpenFOAM® and Matlab®. Springer International Publishing Switzerland; 2016.

20 de Oliveira Jr WB, Lugarini A, Franco AT. Performance analysis of the lattice Boltzmann method implementation on GPU. InProceedings of the XL Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, ABMEC, Natal, Brazil 2019 Nov (pp. 11-14).

21 Krüger T, Kusumaatmaja H, Kuzmin A, Shardt O, Silva G, Viggen EM. The lattice Boltzmann method. Springer International Publishing. 2017;10(978-3):4-15.

22 Dong YH, Sagaut P. A study of time correlations in lattice Boltzmann-based large-eddy simulation of isotropic turbulence. Physics of Fluids. 2008; 20(3).

23 Peskin CS. The immersed boundary method. Acta numerica. 2002;11:479-517.

24 Ho TCE, Surry D, Morrish D. NIST/TTU cooperative agreement–windstorm mitigation initiative: Wind tunnel experiments on generic low buildings. London, Canada: BLWTSS20–2003, Boundary-Layer Wind Tunnel Laboratory, Univ. of Western Ontario. 2003.

25 Ho TCE, Surry D, Nywening M. NIST/TTU cooperative agreement—Windstorm mitigation initiative: Further experiments on generic low buildings. BLWTSS21-2003, Phase. 2003; 2.

26 Alrawashdeh H, Stathopoulos T. Wind pressures on large roofs of low buildings and wind codes and standards. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2015 Dec 1;147:212-25.

27 Stathopoulos T. Wind loads on low buildings: in the wake of Alan Davenport's contributions. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics. 2003 Dec 1;91(12-15):1565-85.

28 Stathopoulos T. Wind loads on low-rise buildings: a review of the state of the art. Engineering Structures. 1984 Apr 1;6(2):119-35.

Tema: Infraestrutura (projeto e elementos construtivos)

ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE TORRES PARA LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ACORDO COM AS NORMAS NBR8800:2008 E ASCE 10-15

Angelo Braz Fadini Fabri[1]

Resumo

Estruturas para linhas de transmissão de energia elétrica são elementos essenciais no desenvolvimento de um país. No Brasil, essas estruturas são majoritariamente torres treliçadas compostas por perfis L (cantoneiras) de aço e ligações parafusadas. Para o dimensionamento destas torres existem especificações técnicas particulares a cada linha contendo informações quanto aos tipos de torre utilizados, geometria das estruturas, carregamentos e quais normas devem ser seguidas. No Brasil, a norma americana ASCE 10-15 é a principal referência quanto ao dimensionamento destas torres. Neste trabalho é feita a comparação do dimensionamento de uma torre quanto aos preceitos da ASCE 10-15 e da norma brasileira NBR 8800:2008. Através do software PLS Tower, próprio para o dimensionamento deste tipo de estrutura, foi feito o levantamento dos esforços nas barras e a partir dos roteiros de cálculo de cada norma foram construídas planilhas eletrônicas de forma a automatizar o dimensionamento de todos os elementos de uma torre completa. Após o dimensionamento foram comparados os resultados, concluindo-se que o dimensionamento de acordo com a NBR 8800:2008 resulta numa estrutura mais pesada e com a utilização de uma quantidade maior de parafusos nas ligações, acarretando no aumento do custo da torre.

Palavras-chave: Torres para linhas de transmissão; ASCE10-15; NBR 8800:2008.

COMPARATIVE STUDY OF TOWERS FOR TRANSMISSION LINES DESIGN IN ACCORDANCE WITH STANDARDS NBR8800:2008 AND ASCE 10-15

Abstract

Structures for transmission lines are essential elements in the development of a country. In Brazil, these structures are mostly lattice towers composed of steel L-profiles (angles) and bolted connections. For the design of these towers there are specific technical specifications for each line containing information regarding the types of towers used, geometry of the structures, loads and which standards must be followed. In Brazil, the American standard ASCE 10-15 is the main reference regarding the design of these towers. In this paper, a comparison is made between the design of a tower and the precepts of ASCE 10-15 and the Brazilian standard NBR 8800:2008. Using PLS Tower, a software commonly used for the design of this this type of structure, the forces on the members were calculated and electronic spreadsheets were built in order to automate the design of all tower elements. After the design, the results were compared, concluding that the sizing according to NBR 8800:2008 results in a heavier structure and with the use of a greater number of bolts in the connections, resulting in an increase in the cost of the tower.

Keywords: Latticed towers for transmission lines; ASCE10-15; NBR 8800:2008.

[1] Engenheiro Civil, UFES 2008. Gerente de Engenharia do Produto, Brametal SA, Linhares, Espírito Santo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

De acordo com a Empresa de Pesquisa Energética (EPE, 2017), vinculada ao Ministério de Minas e Energia, em nota técnica sobre a projeção do consumo e da carga de energia elétrica no horizonte decenal 2017-2026, prevê que a demanda máxima instantânea do Sistema Integrado Nacional (SIN) crescerá 3,5% ao ano, passando de 85.903 MW para 120.808 MW. Ainda de acordo com a EPE, o primeiro leilão a ser realizado em 2018 contempla 1.672 projetos, totalizando 48.713 MW de capacidade instalada. Estes novos projetos contemplam usinas fotovoltaicas, parques eólicos, usinas de geração hidrelétrica (UHEs), pequenas centrais hidrelétricas (PCHs), entre outros empreendimentos.

Para chegar aos centros consumidores, a energia elétrica gerada nestes empreendimentos é transmitida através de linhas de transmissão de energia, geralmente a tensões elevadas. As tensões de transmissão no Brasil variam entre 69 kV e 800 kV, para tensões inferiores, as linhas são classificadas como linhas de distribuição e não de transmissão. (GONTIJO, 1994).

O principal elemento estrutural utilizado na transmissão de energia elétrica no Brasil são torres treliçadas de grande porte, usualmente constituídas de perfis L (cantoneiras) em aço, além de chapas também em aço. As ligações das peças são usualmente parafusadas, de forma a facilitar a montagem em campo, uma vez que boa parte das linhas existentes e a serem construídas encontram-se em locais de acesso dificultado para a execução de soldas ou outras operações que necessitem de equipamentos especiais ou energia elétrica.

No Brasil, o cálculo estrutural destas torres é norteado pela norma norte-americana ASCE 10-15 (Design of Latticed Steel Transmission Structures, American Society of Civil Engineers, 2015), no entanto, a principal referência nacional para o dimensionamento de estruturas em aço é a NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios), sendo esta a base utilizada nos cursos de engenharia brasileiros ao se tratar do dimensionamento de ligações e perfis laminados e soldados. A NBR 8800:2008 é bastante utilizada no projeto de torres para outros fins, no entanto, o mesmo não ocorre quando o assunto são torres para linhas de transmissão.

Portanto, este trabalho irá discorrer sobre o cálculo de torres para linhas de transmissão à luz destas duas normas de referência.

1.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo fazer o estudo e comparar o resultado do dimensionamento de uma torre para linhas de transmissão utilizando as duas normas supracitadas, NBR 8800:2008 e ASCE 10-15. Dessa forma, verificar se é possível tirar proveito da utilização da norma brasileira nos casos em que a especificação técnica do projeto da estrutura permita o seu uso.

1.2 Objetivos Específicos

- Definir quais são os dados de entrada para o projeto de torres para linhas de transmissão;
- Desenvolver um passo-a-passo para o dimensionamento de barras e ligações com base na NBR 8800:2008 e na ASCE 10-15;

- Criar planilhas eletrônicas com a plataforma EXECL da Microsoft, com o intuito de simplificar o processo de dimensionamento e verificação de barras e ligações com base na NBR 8800:2008 e na ASCE 10-15.

1.3 Definição de torres para linhas de transmissão

Uma linha de transmissão de energia elétrica possui diversos componentes diferentes. Estes componentes afetam o desempenho elétrico das linhas por estarem diretamente ligados ao desempenho técnico tanto do aspecto elétrico quanto do aspecto mecânico. E, isso, sem ainda descuidar do aspecto econômico.

A seguir são listados os principais componentes de uma linha de transmissão:

- Cabos condutores de energia elétrica;
- Estruturas de suporte;
- Estruturas isolantes;
- Fundações;
- Cabos para-raios;
- Aterramentos;
- Acessórios diversos, tais como espaçadores e amortecedores para cabos.

Quando se aborda o dimensionamento estrutural de uma torre, foco deste trabalho, trata-se do aspecto mecânico de uma linha. (Labegalini et al, 1992).

Gontijo (1994) define as estruturas de suporte para linhas de transmissão como sendo as estruturas que tem a finalidade de sustentar os cabos condutores e para-raios, sendo dimensionadas para resistir aos esforços mecânicos e descarregá-los nas fundações. Outra função das estruturas de suporte é manter a separação entre os cabos de forma a respeitar uma distância elétrica compatível com a tensão da linha. Essas estruturas são usualmente torres treliçadas com perfis do tipo cantoneira (perfis L) em aço galvanizado ou postes de aço, concreto ou madeira.

No Brasil, para linhas com tensão maior ou igual a 138 kV, é majoritariamente mais comum a utilização de torres treliçadas em detrimento aos postes. Estas torres se comportam como treliças espaciais, possibilitando a obtenção de estruturas leves, que podem passar de 100 metros de altura e com bom comportamento mecânico. (ELIAS, 2015).

A seguir serão discutidas as etapas que dizem respeito a etapa de cálculo estrutural de uma torre para linhas de transmissão. Não serão discutidos tópicos relativos ao projeto completo de uma torre, que ainda comtempla as etapas de detalhamento (elaboração dos desenhos de montagem e fabricação) e de validação com pré-montagem e teste de carregamento em protótipo de escala real.

1.4 Dados de entrada para o projeto de uma torre para linhas de transmissão

Para o cálculo estrutural de qualquer tipo de estrutura, é preciso que se conheçam três itens básicos: as cargas atuantes, as propriedades dos materiais que compõe a estrutura e sua geometria.

O Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS, 2013), em sua publicação Diretrizes para a Elaboração de Projetos Básicos para Empreendimentos de Transmissão, define as premissas a serem seguidas para a elaboração dos relatórios em que constarão todas as características da linha: definição do traçado da linha, levantamento dos parâmetros

meteorológicos, escolha dos cabos condutores e para-raios, entre outros diversos itens. Especificamente para o projeto das estruturas suportes da linha, o ONS (2013), no item 6.13 da publicação citada, traz a definição de série de estruturas, hipóteses de carregamento e árvores de carga. Para cada linha de transmissão essas informações serão reunidas em uma especificação técnica que, posteriormente, será enviada para as empresas que executarão os projetos das estruturas suportes, que para este trabalho, são as torres treliçadas.

Entende-se como conceito de série de estruturas a definição dos tipos de estruturas que comporão a linha de transmissão de acordo com as classificações estabelecidas no item 2.2 deste trabalho. Neste momento também se determina a geometria das estruturas, indicando suas alturas máximas e mínimas e, principalmente, as distâncias elétricas, que são as distâncias entre condutores, entre condutores e estrutura e o ângulo de cobertura do cabo para-raios.

As hipóteses de carregamento e árvores de carga são elaboradas através das seguintes informações: pressões de vento extremo e alta intensidade, dados dimensionais do cabo condutor e dos cabos para-raios, trações horizontais no condutor e no cabo para-raios, coeficientes de sobrecarga, deflexão máxima da linha e vão de peso e vão de vento entre as estruturas. Para cada tipo de estrutura devem ser adotadas, no mínimo, as seguintes hipóteses de carregamento: vento extremo transversal; vento extremo longitudinal; vento extremo a 45º; vento de alta intensidade transversal; vento de alta intensidade longitudinal; vento de alta intensidade a 45º; rompimento de cabo condutor; rompimento de cabo para-raios; construção; e contenção de cascata (estrutura de suspensão). Nas árvores de carga para cada hipótese, são mostradas as cargas resultantes nas direções vertical, transversal e longitudinal para cada ponto de aplicação dos cabos condutor e para-raios. Estas cargas são mostradas já com os coeficientes de sobrecarga incorporados. Também devem ser levados em conta o peso próprio das estruturas e os esforços de vento sobre as mesmas. Estes últimos são calculados segundo a IEC 60826. (ONS, 2013).

A especificação técnica para o projeto das estruturas suportes é ainda complementada com a definição dos materiais que poderão ser utilizados para a composição das mesmas, bem como com a definição das normas e demais princípios que devem ser seguidos para o cálculo estrutural e elaboração dos desenhos de projeto e fabricação.

1.5 Etapa de Cálculo Estrutural

De posse dos dados de entrada conforme explicitado no item 1.4, Gontijo (1994), afirma que o calculista, com base em experiência anterior, desenvolve a “arquitetura” da torre, ou seja, determina as aberturas superiores e inferiores das faces transversal e longitudinal, definindo o treliçamento secundário e principal a ser adotado. A partir dessa definição, o engenheiro irá calcular os esforços atuantes na estrutura e dimensionar as barras, ligações e fundações. A figura 1 ilustra a forma de uma torre conforme as deliberações expostas acima.

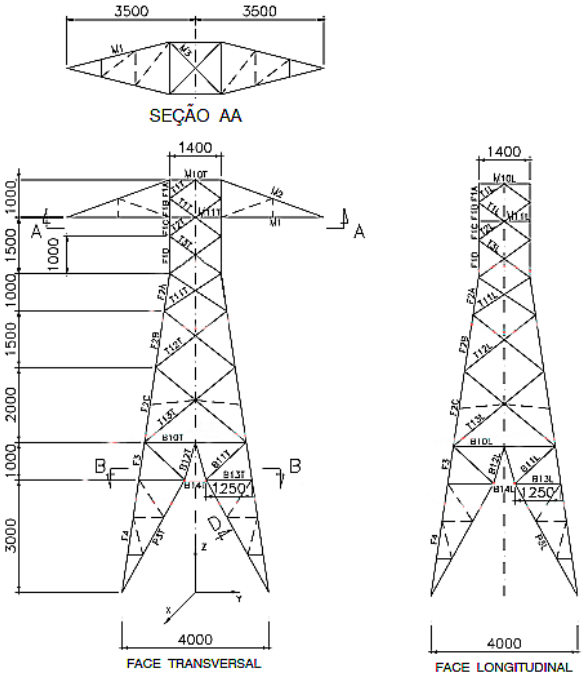


Figura 1 – Exemplo da forma de uma torre autoportante
Fonte: Adaptado de Kaminski, 2007

De acordo com Martins et al (2009), os procedimentos para análise e dimensionamento de torres treliçadas para linhas de transmissão estão determinados na norma americana ASCE 10-15, nas recomendações internacionais da IEC 60826:2003 e na bibliografia de autores consagrados como Labegalini et al. Em todos estes casos é feita uma análise estática. Mesmo as cargas com efeitos dinâmicos, como vento ou ruptura de cabos, são substituídas por ações estáticas equivalentes.

Os dados de entrada (geometria da estrutura, hipóteses de cargas e propriedades dos materiais) são imputados em programas comerciais desenvolvidos especificamente para o dimensionamento de torres metálicas treliçadas para linhas de transmissão. Para este fim, Martins et al (2009), cita os softwares iTowers Designer desenvolvido pela empresa IMISoft Engineering Pvt Ltd e PLS Tower desenvolvido pela Power Line Systems. A saída destes programas retorna as cargas atuantes máximas em cada barra e o dimensionamento da mesma, bem como o dimensionamento de sua ligação.

Um fato importante a notar, é o conceito de família de torres. Segundo Gontijo (1994), uma família de torres é composta por estruturas formadas a partir de subpartes idênticas. Estas subpartes são:

- Corpo básico: parte comum a todas as torres. Geralmente é nessa parte que são fixados os cabos condutores e para-raios;
- Extensões: usualmente com alturas variando de 6,0 em 6,0 metros;
- Pernas: usualmente com altura variando de 1,5 metros a 9,0 metros com incrementos de 1,5 metros.

Dessa forma, com a combinação destas subpartes pode-se formar a estrutura mais adequada a atender as condições topográficas específicas do local de montagem. Cada estrutura poderia ser projetada para a condição topográfica e de carregamento específico na linha, no entanto isso aumentaria muito os custos de projeto e fabricação, uma vez que cada

torre necessitaria de um projeto específico. Justamente para que isso não ocorra é que se utiliza no projeto o conceito de família de torres. (GONTIJO, 1994)

O conceito de família de torres é então introduzido nos softwares de cálculo. São criados modelos simulando as várias combinações de subpartes e, ao ser executado, o software gera uma envoltória com as maiores cargas para cada barra, dessa forma, permitindo um dimensionamento que atenda ao mesmo tempo a todos os modelos e a todas as condições de carregamento.

Fabri (2015) aponta ainda que torres para linhas de transmissão são treliças espaciais, portanto, nos modelos estruturais as barras estão sujeitas somente a esforços de tração e compressão, uma vez que os softwares consideram que as barras se unem por meio de nós perfeitos. No entanto, na fase de detalhamento, muitas vezes, não é possível criar essas ligações perfeitas, dando origem a excentricidades e esforços de flexo-compressão ou flexo-tração nas barras.

Finalizado o dimensionamento, é possível elaborar a silhueta da estrutura. A silhueta pode ser definida como um desenho com as dimensões básicas da torre, contendo as informações de cada barra e de cada ligação. Esta silhueta então é enviada aos desenhistas projetistas que irão então desenvolver os desenhos de projeto, listas de material e desenhos de fabricação.

No exemplo a ser desenvolvido neste trabalho, para o levantamento dos esforços será utilizado o software PLS Tower e para a automatização do dimensionamento das barras e ligações serão desenvolvidas planilhas eletrônicas com a plataforma EXCEL da Microsoft com base na NBR 8800:2008 e na ASCE 10-15, permitindo a comparação entre estas normas.

1.6 Dimensionamento de uma torre para linha de transmissão

Neste item serão apresentados: a torre a ser calculada, todos os dados de entrada necessários para o seu projeto (geometria, carregamento e propriedades dos materiais a serem utilizados) e o software utilizado para o levantamento dos esforços nas barras. A seguir será apresentado o passo a passo para o dimensionamento de acordo com as normas ASCE 10-15 e NBR 8800:2008, bem como a comparação dos resultados obtidos.

1.6.1 Apresentação da estrutura

As informações apresentadas neste item foram extraídas do documento Série de Estruturas e Árvores de Carregamento para a linha de 138 kV Verde 4A – Verde 4 – Mimoso, elaborado pela Seta Engenharia SA (2016) e distribuído de acordo com os preceitos do Operador Nacional do Sistema Elétrico (2013).

1.6.1.1 Classificação

De acordo com a classificação proposta por Gontijo (1994) e apresentada no item 2.1 deste trabalho, a torre a ser dimensionada pode ser classificada da seguinte maneira:

- Quanto ao número de circuitos: torre de circuito simples;
- Quanto à voltagem da linha: torre para linha de 138 kV;
- Quanto à disposição dos condutores: torre com disposição triangular;
- Quanto à forma de resistência das estruturas: torre estaiada;

- Quanto à função na linha: torre de suspensão;
- Quanto ao formato: torre estaiada monomastro.

1.6.1.2 Geometria

As figuras 2 e 3 apresentam todas as dimensões da torre.

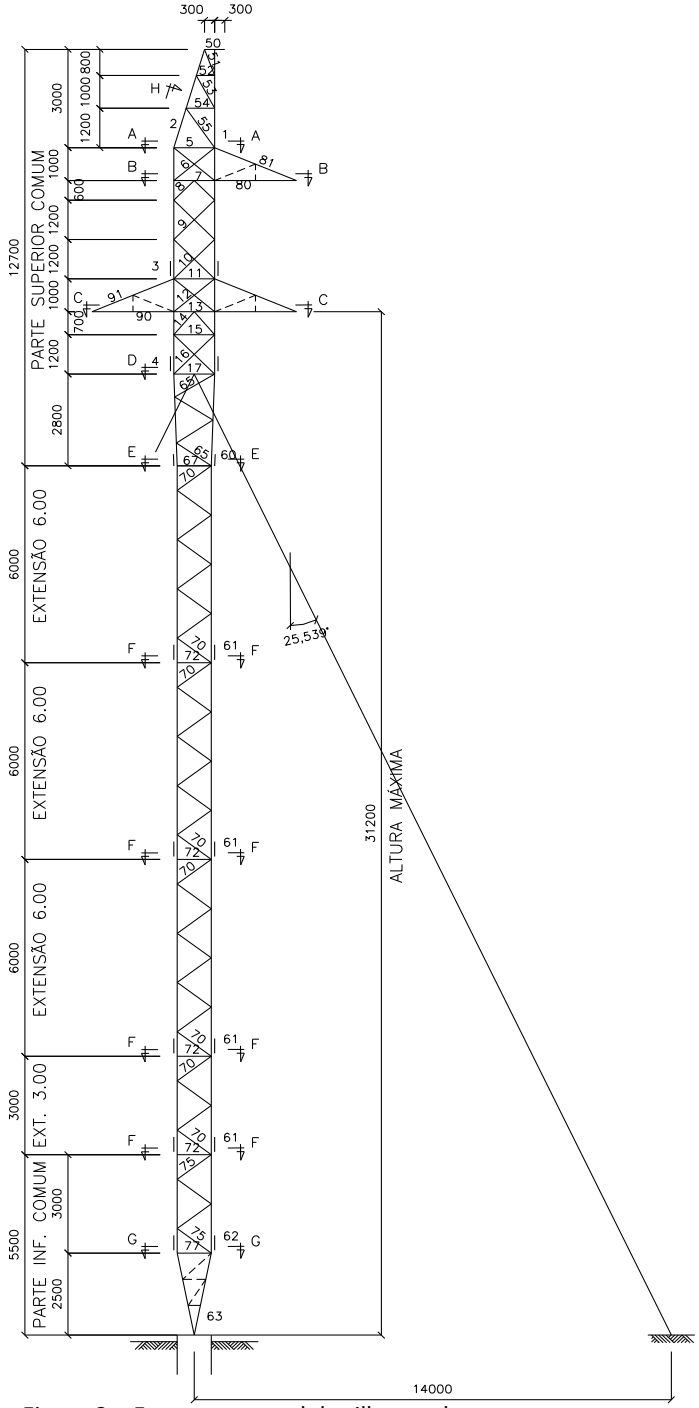


Figura 2 – Face transversal da silhueta da torre
Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

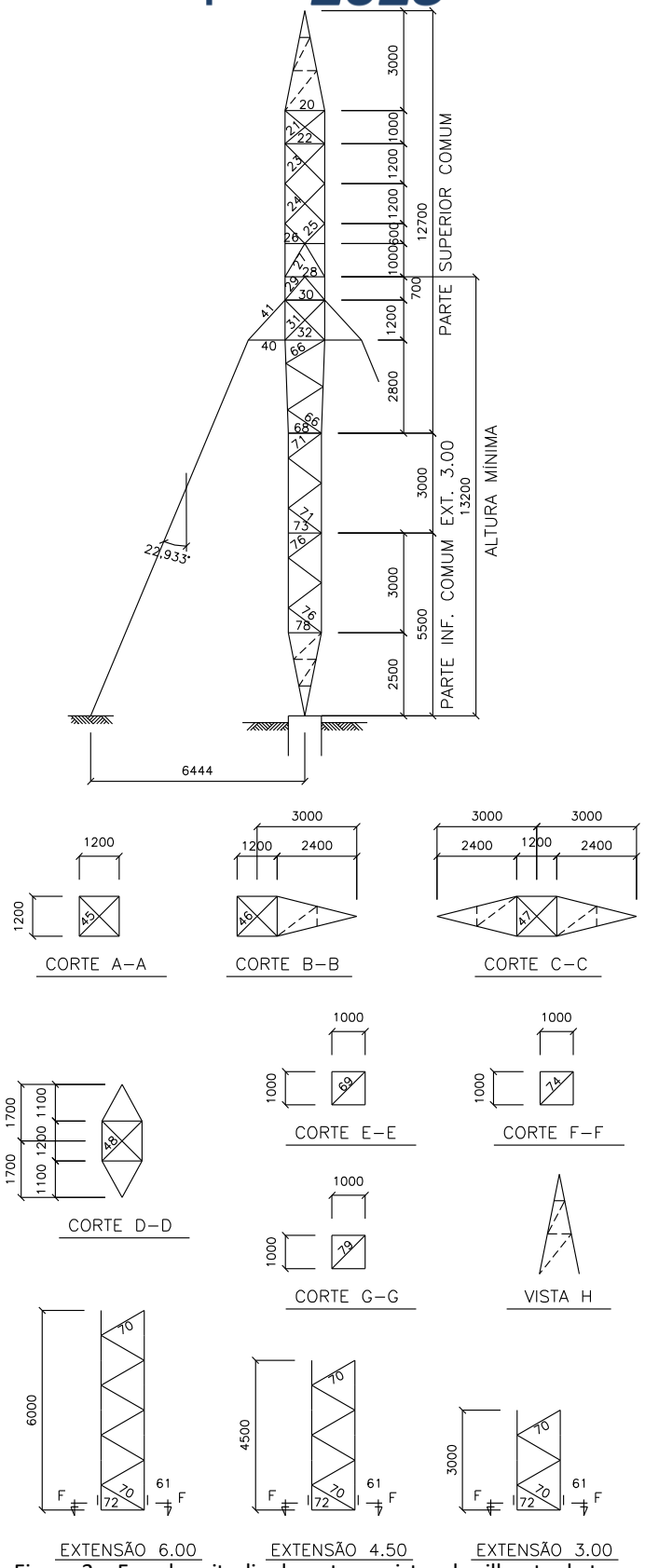


Figura 3 – Face longitudinal, cortes e vistas da silhueta da torre
Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

A respeito da geometria apresentada são feitos os seguintes comentários:

- Todas as medidas estão apresentadas em milímetro;
- Para o levantamento dos esforços será utilizado o conceito de família de torres. A partir da altura mínima (13200 mm) apresentada na figura 3, podem ser combinadas as extensões de corpo até que seja atingida a altura máxima (31200 mm) indicada na figura 2;
- As alturas máxima e mínima são consideradas a partir do ponto de fixação do condutor mais baixo em relação ao solo e não em relação ao ponto mais alto da torre;
- As barras indicadas em linha cheia são as barras calculadas e tem um número para identificação na tabela de dimensionamento a ser apresentada;
- As barras indicadas em linha tracejada são chamadas de barras redundantes de acordo com ASCE 10-15. Segundo esta mesma norma, estas barras não são calculadas e tem unicamente a função de diminuir o comprimento de flambagem das barras calculadas. Apesar disso existem critérios para o seu dimensionamento: 1) sua esbeltez deve ser limitada em 250 e 2) devem resistir a, no mínimo, 2,5% da carga atuante na barra que contraventam.

1.6.1.3 Carregamento

As hipóteses de carga consideradas estão indicadas na tabela 1 e os pontos indicados na tabela estão indicados na figura 4.

As cargas de vento na estrutura são calculadas de acordo com a IEC 60826:2003 através da equação abaixo:

$$Fv = q_0 \times (1 + 0{,}2 \times \text{sen}^2 2\phi) \times \{(S_{T1} \times Cx_{T1} \times \cos^2 \phi) + (S_{T2} \times Cx_{T2} \times \text{sen}^2 \phi)\} \times G_T$$

Onde:

- Fv: carga de vento agindo no centro de gravidade de um painel em kgf;
- q_0: pressão dinâmica de referência em kgf/m²;
- ϕ: ângulo de incidência do vento com a face longitudinal do painel da torre no plano horizontal;
- S_{T1}: área total projetada ortogonalmente na face longitudinal dos membros desta face no painel que se está calculando a força de vento em m²;

S_{T2}: área total projetada ortogonalmente na face transversal dos membros desta face no painel que se está calculando a força de vento em m²;

- Cx_{T1} e Cx_{T2}: coeficientes de arrasto para as faces longitudinal e transversal para um vento perpendicular para cada face segundo a figura 7 da IEC-60826:2003;
- G_T: fator de vento combinado em função da altura do centro de gravidade dos painéis das torres para rugosidade do terreno segundo a figura 5 da IEC-60826:2003.

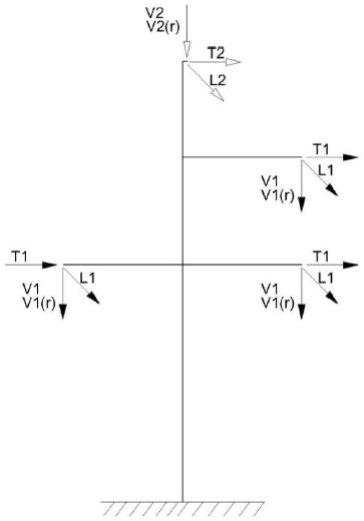


Figura 4 – Pontos de carga
Fonte: Seta Engenharia, 2016

Tabela 1 – Hipóteses de Carga

HIPÓTESE			V1	V1(r)	T1	L1	V2	V2(r)	T2	L2
1	Vento Extremo Transversal		1236	440	1285	0	511	187	555	0
2	Vento Extremo a 45°		1236	440	699	29	511	187	300	0
3	Vento Extremo Longitudinal		1236	440	88	41	511	187	42	0
4	Vento de Alta Intensidade Transv.		1236	440	470	0	511	187	178	0
5	Vento de Alta Intensidade a 45°		1236	440	293	29	511	187	111	0
6	Vento de Alta Intensidade Long.		1236	440	88	41	511	187	42	0
7	Cabos rompidos	Intactos	1236	440	88	0	511	187	42	0
8		Rompidos	882	322	44	1763	358	131	21	1200
9	Construção		2778	0	152	0	1402	0	72	0
10	Contenção em Cascata		1236	440	0	1007	511	187	0	720

Fonte: Adaptado de Seta Engenharia, 2016

A respeito do carregamento são feitos os seguintes comentários:

- Todas as cargas mostradas na tabela 1 estão em quilograma-força (kgf);
- Conforme apontado pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico (2013), as cargas apresentadas na tabela 1 serão aplicadas na estrutura sem a aplicação de quaisquer coeficientes de sobrecarga;
- Na tabela 1, as cargas verticais indicadas com (r), representam os esforços verticais para as torres quando aplicadas com o menor vão entre as estruturas. A mesma forma de identificação será utilizada nas tabelas de dimensionamento;
- A hipótese 7 representa a simulação do rompimento do cabo para-raios, portanto as cargas V2, T2 e L2 são equivalentes as cargas indicadas como cabos rompidos. As demais cargas serão consideradas com os valores de cabos intactos;

- A partir da hipótese 8 são criadas as seguintes hipóteses:
    - 8A: considera o cabo condutor superior direito rompido e os demais cabos intactos;
    - 8B: considera o cabo condutor inferior esquerdo rompido e os demais cabos intactos;
    - 8C: considera o cabo condutor inferior direito rompido e os demais cabos intactos;
- A pressão dinâmica de referência (q_0) para o cálculo das cargas de vento é de 44,0 kgf/m² para as hipóteses de 1 a 3 (vento extremo) e de 100,0 kgf/m² para as hipóteses de 4 a 6 (vento de alta intensidade)
- Nas hipóteses de 7 a 10 não é considerada carga de vento atuando na estrutura.

1.6.1.4 Propriedades dos Materiais

As propriedades dos materiais utilizados estão de acordo com a Especificação Técnica para Aquisição de Estruturas Metálicas para a linha de 138 kV Verde 4A – Verde 4 – Mimoso, elaborado pela Seta Engenharia SA (2016) e distribuído de acordo com os preceitos do Operador Nacional do Sistema Elétrico (2013).

As barras serão constituídas por perfis L (cantoneiras) em aço ASTM A572 Grau 60, com limite de escoamento F_y = 415 MPa (4218 kgf/cm²), limite de ruptura F_u = 520 MPa (5273 kgf/cm²) e módulo de elasticidade E = 200 GPa (2040800 kgf/cm²).

As ligações serão do tipo parafusadas e os parafusos a serem utilizados serão de acordo com a norma ISO 898-1 Classe 5.8. Serão, portanto, parafusos da série métrica com tensão limite de ruptura F_u = 5200 kgf/cm² e limite para a tensão de cisalhamento no corpo do parafuso F_v = 3220 kgf/cm². Será admitido neste trabalho que todos os planos de corte dos parafusos serão no corpo dos mesmos e, nunca em sua parte roscada, o que é praxe neste tipo de projeto.

Em projetos de torres para linhas de transmissão é mais comum a utilização de unidades como quilograma-força (kgf) e quilograma-força por centímetro quadrado (kgf/cm²), inclusive sendo estas as unidades constantes na especificação técnica utilizada como referência neste trabalho, portanto os cálculos apresentados utilizarão estas unidades de medida.

1.7 Levantamento dos esforços nas barras

Como exposto anteriormente, os esforços na estrutura foram levantados com a utilização do software PLS Tower desenvolvido pela *Power Line Systems*. O programa dispõe várias janelas e seguindo o roteiro abaixo foi possível criar os modelos:

- Foram gerados os nós com as coordenadas nas direções x, y e z de acordo com as dimensões de cada modelo. É possível fazer uso da simetria para gerar nós de maneira automática e neste momento definem-se as condições de contorno para cada nó (liberdades de giro e translação);
- Foram gerados os grupos com a definição da seção das barras com suas propriedades geométricas e de materiais de acordo com a identificação numérica mostrada nas figuras 2 e 3. O software possui uma biblioteca com as propriedades

dos materiais e das seções. Esta biblioteca pode ser alterada sempre que necessário;

- Foram gerados os membros. Os membros carregam as informações dos grupos e são gerados com a indicação do nó inicial e final para cada barra;
- Foram gerados os estais, uma vez que se trata de uma torre estaiada;
- Foram gerados os pontos de carga;
- Foram geradas as seções da estrutura. As seções são trechos específicos da torre que podem ter fatores específicos para o cálculo das cargas de vento ou do peso próprio, por exemplo.
- Foram criadas as hipóteses de carregamento, definindo todas as cargas e a respectiva norma para cálculo das cargas de vento que será utilizada.

Seguindo o roteiro exposto acima, foram criados modelos simulando as várias combinações de extensões do mastro de forma a atingir as alturas máxima e mínima conforme figuras 2 e 3, bem como modelos com alturas intermediárias. Assim, utilizando o conceito de família de torres, o software foi executado com a opção de análise de múltiplos modelos. Os modelos foram analisados com a opção de não-linearidade geométrica e, dessa forma, foi gerada uma envoltória com as maiores cargas para cada barra, dessa forma, o dimensionamento a ser realizado atenderá ao mesmo tempo a todos os modelos e a todas as hipóteses de carga. Esta envoltória com os maiores esforços para cada barra é mostrada na tabela 2.

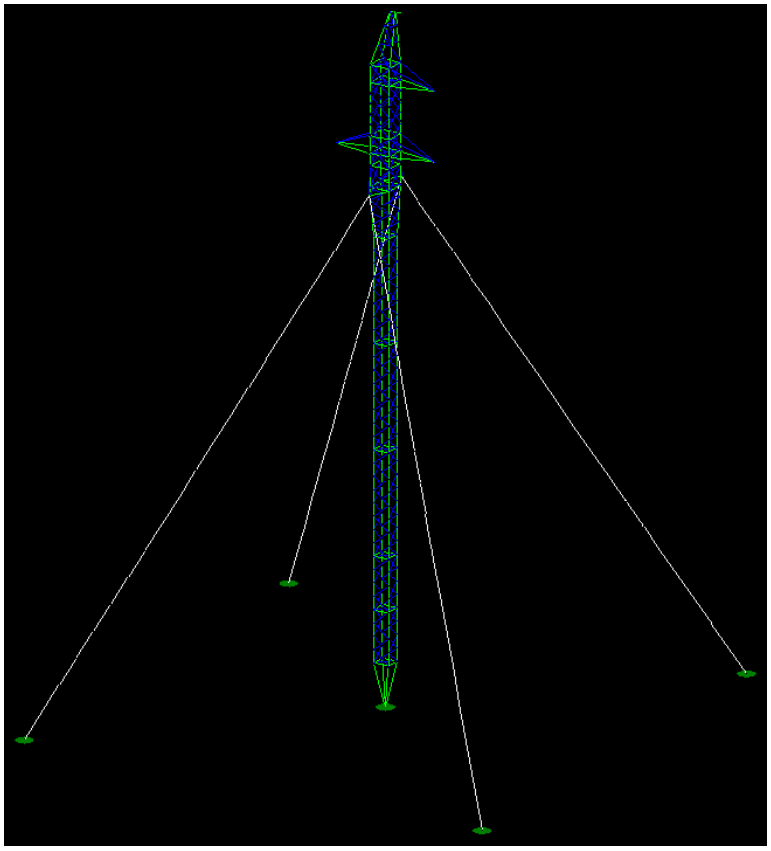


Figura 11 – Modelo para a torre mais alta no PLS Tower
Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

Tabela 2 – Envoltória com as cargas máximas para cada barra

Grupo da Silhueta	Esforços de Compressão		Esforços de Tração	
	Hipótese	Carga (kgf)	Hipótese	Carga (kgf)
1	7	6041	7r	5470
2	7r	1238	7	1368
3	10	6372	10	4869
4	1	13691	9D	6268
5	8Ar	163	9B	1434
6	9D	2330	9D	2034
7	8A	2475	8Ar	2050
8	8A	1652	8A	1655
9	8A	1721	8Ar	1666
10	8Ar	1636	8A	1731
11	0	0	9E	3252
12	9D	2303	9D	2139
13	9E	2911	8Cr	1501
14	1	2000	1	1967
15	10r	2302	7	393
16	1	2293	1r	573
17	0	0	10	2059
20	9B	568	9A	252
21	10	910	10r	626
22	1	253	9D	1559
23	8A	2226	8Ar	2074
24	8Ar	2086	8A	2243
25	8A	2249	8Ar	2054
26	9E	837	10r	160
27	8A	2714	8Ar	2539
28	10r	1469	10	2384
29	10	2673	10	2660
30	0	0	1	4885
31	10r	1823	10	2144
32	1	5660	1	2041
40	1	5481	1	855
41	7	42	10r	8940
45	8Ar	296	8A	471
46	8A	596	8Ar	499
47	8C	1254	8Br	942
48	8Cr	207	8C	452
50	0	0	1	595

51	7r	2291	7	2418
52	7	865	7r	829
53	7r	1205	7	1221
54	7	563	7r	553
55	7r	674	7	690
60	1	17072	9D	7582
61	1	17026	9D	7551
62	1	11877	9D	2347
63	1	8620	0	0
65	9D	1026	9D	953
66	6	714	6	816
67	1	700	1	450
68	1	697	1	373
69	1	170	0	0
70	1	1495	1	1477
71	6	505	6	443
72	6r	16	2	73
73	9D	48	1	84
74	2	30	8B	24
75	1	1457	1	1418
76	6	691	6	637
77	9D	115	1	1070
78	9D	111	1	1094
79	0	0	1	567
80	8A	3565	8Ar	2221
81	8Ar	754	9C	3709
90	8B	3735	8Cr	2319
91	10r	752	9C	3710

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

1.8 Roteiro de Dimensionamento de acordo com a ASCE 10-15

Serão descritos nos itens a seguir os roteiros para o dimensionamento de cantoneiras de abas iguais, principal seção utilizada em projetos de torres para linhas de transmissão no Brasil, respectivamente aos esforços de tração e compressão. Também será apresentado o roteiro para o dimensionamento das ligações parafusadas.

1.8.1 Dimensionamento à tração

Para o dimensionamento à tração, o esforço atuante na barra deve ser inferior ao esforço resistente de tração, que por sua vez é dado por:

$$F_{Rt} = F_y \times A_n$$

Onde

F_y = tensão limite de escoamento do aço

A_n = área líquida da cantoneira

A área líquida da cantoneira é calculada como sendo a área bruta descontada das perdas de seção causada pelos furos. Para cada furo, se desconta o valor da espessura da barra multiplicada pelo diâmetro do furo. Para furos realizados com punção, adiciona-se 1,6 mm no diâmetro do furo considerado, enquanto para furos realizados com broca, não é feito nenhum acréscimo. Se houver furos em diagonal ou ziguezague, no cálculo da área líquida deve-se reduzir a contribuição de cada furo na linha considerada e adicionar-se o valor $s^2/4g$ para cada diagonal considerada na linha, sendo s o espaçamento paralelo à linha e g o espaçamento transversal à linha. Nestes casos, o valor crítico para a área líquida é o que resultar no menor valor.

Como simplificação neste trabalho, por não se ter os desenhos de projeto da torre, será feita a seguinte simplificação: para barras detalhadas com ligação em apenas uma aba será descontado um furo para o cálculo da área líquida, já para barras comumente detalhadas com parafusos nas duas abas, serão descontados dois furos para o cálculo da área líquida.

1.8.2 Dimensionamento à compressão

Para o dimensionamento à compressão, o esforço atuante na barra deve ser inferior ao esforço resistente de compressão, que, por sua vez é dado por:

$$F_{Rc} = F_c \times A_g, \text{ onde}$$

F_c = tensão limite de compressão

A_g = área bruta da cantoneira

A tensão limite de compressão F_c deve ser atender as seguintes condições abaixo indicadas:

Se kL/r ≤ Cc, então: $F_C = \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{kL/r}{C_C}\right)^2\right] F_{cr}$

Se kL/r > Cc, então: $F_C = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2}$

Com: $Cc = \pi (2E / F_y)^{1/2}$, onde

F_y = tensão limite de escoamento do aço, em kgf/cm²

F_{cr} = tensão crítica de compressão, em kgf/cm²;

E = módulo de elasticidade longitudinal, em kgf/cm²

k.L/r = esbeltez efetiva

L = comprimento destravado da barra

K = coeficiente de comprimento de flambagem

r = raio de giração.

A tensão crítica de compressão para cantoneiras (F_{cr}) é dependente da compacidade da peça. A compacidade é a relação entre as dimensões da parte reta da aba e da espessura (w/t), podendo ser visualizada na figura 12, em que a medida w é igual ao comprimento da aba (a) diminuído da espessura (t) e do raio de laminação (R).

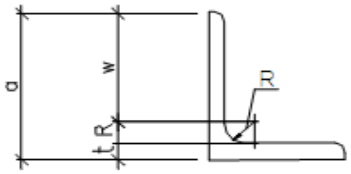


Figura 5 – Seção transversal típica de uma cantoneira
Fonte: Adaptado de ASCE 10-15

Portanto, o valor de F_{cr} deve ser calculado conforme as condições abaixo:

- Se $w / t \leq (w / t)_{lim}$, $F_{cr} = F_y$
- Se $(w / t)_{lim} < w / t \leq 0{,}846 (E / F_y)^{1/2}$, $F_{cr} = [1{,}677\text{-}0{,}677 (w / t) / (w / t)_{lim}] F_y$
- Se $w / t > 0{,}846 (E / F_y)^{1/2}$, $F_{cr} = 0{,}3276 \times E / (w / t)^2$

Sendo $(w / t)_{lim} = 0{,}470 (E / F_y)^{1/2}$
A esbeltez efetiva é calculada de acordo com as seguintes condições:

- Para $L/r < 120$
  Barras com cargas concêntricas em ambas as extremidades:
  $k.L/r = L/r$ (Curva K = 1)
  Barras com carga concêntrica em uma extremidade e excêntrica na outra;
  $k.L/r = 0.75L/r + 30$ (Curva K = 2)
  Barras com cargas excêntricas em ambas as extremidades;
  $kL/r = 0.50L/r + 60$ (Curva K = 3)
- Para $k.L/r \geq 120$, $k.L/r = L/r$ (Curva K = 4)

O índice K (1, 2, 3 ou 4) será utilizado na tabela de dimensionamento para indicar qual condição será utilizada para o cálculo da esbeltez efetiva.

É recomendado ainda limitar a esbeltez em: 150 para montantes comprimidos (barras externas à silhueta da torre, com exceção das barras que sustentam os cabos para-raios e cabos condutores); 200 para demais barras comprimidas; 375 para barras sempre tracionadas.

1.8.3 Dimensionamento das ligações parafusadas

De acordo com os itens 4.3 e 4.4 da ASCE 10-15, as ligações parafusadas devem ser verificadas da seguinte forma:

- Cisalhamento dos parafusos: o esforço resistente ao cisalhamento de uma ligação parafusada é calculado como: $n \times A_p \times F_v$, onde n é o número de planos de corte da ligação, F_v é a tensão limite de cisalhamento e A_p é a área do parafuso, podendo ser considerada igual a área do corpo do parafuso ou igual a área da raiz da rosca, dependendo de onde esteja localizado o plano de corte. Neste trabalho será admitido que o plano de corte está sempre localizado no corpo do parafuso.
- Esmagamento do membro ligado: o esforço resistente ao esmagamento da ligação é calculado como: $1{,}5 \times F_u \times n (t \times d_p)$, onde F_u é a tensão limite de ruptura do

membro ligado, n é o número de parafusos na ligação, t é a espessura do membro ligado e d_p é o diâmetro do parafuso.

1.8.4 Tabela de Dimensionamento de acordo com a ASCE 10-15

Seguindo o roteiro apresentado nos itens 4.3.1, 4.3.2 e 4.3.3, utilizando o Microsoft Excel, a definição de geometria do item 4.1.2, as propriedades dos materiais do item 4.1.3 e os esforços em cada barra do item 4.2, foi possível dimensionar as barras e as ligações parafusadas conforme as tabelas a seguir:

Tabela 3 – Dimensionamento das barras segundo a ASCE 10-15

Grupo	Esforços [kgf]		Perfil	Área [cm²]		Esbeltez				Esforços Limites [kgf]	
	Compressão	Tração		Ag	An	L [cm]	r [cm]	L/r	K	Compressão	Tração
1	6041	5470	L 50 x 3.0	2.96	2.14	82	0.99	82	1	6484	9043
2	1238	1368	L 45 x 3.0	2.66	1.84	128	0.89	143	4	2607	7778
3	6372	4869	L 45 x 4.0	3.49	2.40	120	1.36	88	1	8721	10132
4	13691	6268	L 65 x 5.0	6.31	4.95	120	1.29	93	1	14499	20879
5	163	1434	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	0.78	154	4	2000	8191
6	2330	2034	L 40 x 3.0	2.35	1.94	78	0.78	100	3	3907	8191
7	2475	2050	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	1.22	98	3	3971	8191
8	1652	1655	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3615	8191
9	1721	1666	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
10	1636	1731	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
11	0	3252	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	0.78	154	4	2000	8191
12	2303	2139	L 40 x 3.0	2.35	1.94	78	0.78	100	3	3907	8191
13	2911	1501	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	1.22	98	3	3971	8191
14	2000	1967	L 40 x 3.0	2.35	1.94	92	0.78	118	3	3337	8191
15	2302	393	L 40 x 4.0	3.08	2.54	120	0.77	156	4	2554	10697
16	2293	573	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
17	0	2059	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	0.78	154	4	2000	8191
20	568	252	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	0.78	154	4	2000	8191
21	910	626	L 40 x 3.0	2.35	1.94	78	0.78	100	3	3907	8191
22	253	1559	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	0.78	154	4	2000	8191
23	2226	2074	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
24	2086	2243	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
25	2249	2054	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3619	8191
26	837	160	L 40 x 3.0	2.35	1.94	60	0.78	77	3	4882	8191
27	2714	2539	L 45 x 3.0	2.66	2.25	117	0.89	131	4	3122	9499
28	1469	2384	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	1.22	98	3	3971	8191
29	2673	2660	L 40 x 3.0	2.35	1.94	92	0.78	118	3	3337	8191

Grupo	Esforços [kgf]		Perfil	Área [cm²]		Esbeltez				Esforços Limites [kgf]	
	Compressão	Tração		Ag	An	L [cm]	r [cm]	L/r	K	Compressão	Tração
30	0	4885	L 40 x 3.0	2.35	1.94	120	0.78	154	4	2000	8191
31	1823	2144	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
32	5660	2041	L 60 x 4.0	4.72	4.18	120	1.19	101	3	7797	17614
40	5481	855	L 60 x 4.0	4.72	4.18	125	1.19	105	3	7492	17614
41	42	8940	L 40 x 4.0	3.08	2.54	174	0.77	225	4	1222	10697
45	296	471	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
46	596	499	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
47	1254	942	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
48	207	452	L 40 x 3.0	2.35	1.94	85	0.78	109	3	3617	8191
50	0	595	L 40 x 3.0	2.35	1.94	15	1.22	12	3	7642	8191
51	2291	2418	L 40 x 3.0	2.35	1.94	87	0.78	111	3	3536	8191
52	865	829	L 40 x 3.0	2.35	1.94	54	0.78	69	3	5267	8191
53	1205	1221	L 40 x 3.0	2.35	1.94	115	0.78	148	4	2162	8191
54	563	553	L 40 x 3.0	2.35	1.94	84	0.78	108	3	3652	8191
55	674	690	L 40 x 3.0	2.35	1.94	148	0.78	190	4	1308	8191
60	17072	7582	L 75 x 5.0	7.36	6.00	168	2.31	73	1	19668	25308
61	17026	7551	L 75 x 5.0	7.36	6.00	180	2.31	78	1	18618	25308
62	11877	2347	L 65 x 5.0	7.36	6.00	180	2.31	78	1	15039	20879
63	8620	0	L 50 x 4.0	3.90	2.81	86	0.98	88	1	9831	11861
65	1026	953	L 40 x 3.0	2.35	1.94	117	0.78	150	4	2100	8191
66	714	816	L 40 x 3.0	2.35	1.94	136	0.78	174	4	1562	8191
67	700	450	L 40 x 3.0	2.35	1.94	90	0.78	115	3	3417	8191
68	697	373	L 40 x 3.0	2.35	1.94	90	0.78	115	3	3417	8191
69	170	0	L 40 x 3.0	2.35	1.94	64	0.78	82	3	4658	8191
70	1495	1477	L 40 x 3.0	2.35	1.94	117	0.78	150	4	2097	8191
71	505	443	L 40 x 3.0	2.35	1.94	117	0.78	150	4	2100	8191
72	16	73	L 40 x 3.0	2.35	1.94	90	0.78	115	3	3417	8191
73	48	84	L 40 x 3.0	2.35	1.94	90	0.78	115	3	3417	8191
74	30	24	L 40 x 3.0	2.35	1.94	127	0.78	163	4	1777	8191
75	1457	1418	L 40 x 3.0	2.35	1.94	117	0.78	150	4	2097	8191
76	691	637	L 40 x 3.0	2.35	1.94	117	0.78	150	4	2100	8191
77	115	1070	L 40 x 3.0	2.35	1.94	90	0.78	115	3	3417	8191
78	111	1094	L 40 x 3.0	2.35	1.94	90	0.78	115	3	3417	8191
79	0	567	L 40 x 3.0	2.35	1.94	64	0.78	82	3	4659	8191
80	3565	2221	L 50 x 3.0	2.96	2.55	124	0.99	125	4	3819	10764
81	754	3709	L 50 x 3.0	2.96	2.55	267	1.52	176	4	1935	10764
90	3735	2319	L 50 x 3.0	2.96	2.55	124	0.99	125	4	3819	10764
91	752	3710	L 50 x 3.0	2.96	2.55	267	1.52	176	4	1935	10764

Tabela 4 – Dimensionamento das ligações parafusadas segundo a ASCE 10-15

Grupo	Esforços [kgf]		Parafusos		Esforços Limites Ligações [kgf]	
	Compressão	Tração	Quant.	Diâmetro	Esmagamento	Cisalhamento
1	6041	5470	4	12	11390	14567
2	1238	1368	4	12	11390	14567
3	6372	4869	4	12	15186	14567
4	13691	6268	4	12	18983	14567
5	163	1434	1	12	2847	3642
6	2330	2034	1	12	2847	3642
7	2475	2050	1	12	2847	3642
8	1652	1655	1	12	2847	3642
9	1721	1666	1	12	2847	3642
10	1636	1731	1	12	2847	3642
11	0	3252	2	12	5695	7283
12	2303	2139	1	12	2847	3642
13	2911	1501	2	12	5695	7283
14	2000	1967	1	12	2847	3642
15	2302	393	1	12	3797	3642
16	2293	573	1	12	2847	3642
17	0	2059	1	12	2847	3642
20	568	252	1	12	2847	3642
21	910	626	1	12	2847	3642
22	253	1559	1	12	2847	3642
23	2226	2074	1	12	2847	3642
24	2086	2243	1	12	2847	3642
25	2249	2054	1	12	2847	3642
26	837	160	1	12	2847	3642
27	2714	2539	1	12	2847	3642
28	1469	2384	1	12	2847	3642
29	2673	2660	1	12	2847	3642
30	0	4885	2	12	5695	7283
31	1823	2144	1	12	2847	3642
32	5660	2041	2	12	7593	7283
40	5481	855	2	12	7593	7283
41	42	8940	3	12	11390	10925
45	296	471	1	12	2847	3642
46	596	499	1	12	2847	3642
47	1254	942	1	12	2847	3642
48	207	452	1	12	2847	3642
50	0	595	1	12	2847	3642

51	2291	2418	1	12	2847	3642
52	865	829	1	12	2847	3642
53	1205	1221	1	12	2847	3642
54	563	553	1	12	2847	3642
55	674	690	1	12	2847	3642
60	17072	7582	6	12	28474	21850
61	17026	7551	6	12	28474	21850
62	11877	2347	6	12	28474	21850
63	8620	0	4	12	15186	14567
65	1026	953	1	12	2847	3642
66	714	816	1	12	2847	3642
67	700	450	1	12	2847	3642
68	697	373	1	12	2847	3642
69	170	0	1	12	2847	3642
70	1495	1477	1	12	2847	3642
71	505	443	1	12	2847	3642
72	16	73	1	12	2847	3642
73	48	84	1	12	2847	3642
74	30	24	1	12	2847	3642
75	1457	1418	1	12	2847	3642
76	691	637	1	12	2847	3642
77	115	1070	1	12	2847	3642
78	111	1094	1	12	2847	3642
79	0	567	1	12	2847	3642
80	3565	2221	2	12	5695	7283
81	754	3709	2	12	5695	7283
90	3735	2319	2	12	5695	7283
91	752	3710	2	12	5695	7283

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

1.9 Roteiro de Dimensionamento de acordo com a NBR 8800:2008

Serão descritos nos itens a seguir os roteiros para o dimensionamento respectivamente aos esforços de tração e compressão para cantoneiras de abas iguais segundo a NBR 8800:2008. Também será apresentado o roteiro para o dimensionamento das ligações parafusadas.

Os esforços atuantes utilizados para o dimensionamento serão os esforços apresentados na tabela 2 deste trabalho e não levarão em conta os coeficientes de ponderação de ações e as condições de combinação de ações apresentados no item 4.7 da NBR 8800, uma vez que no projeto de linhas de transmissão, segundo o ONS (2013), as cargas e hipóteses apresentadas na Especificação Técnica da Linha de Transmissão já são as condições finais de carregamento e não se deve acrescentar qualquer outro coeficiente de ponderação.

Como a ASCE 10-15 não traz critérios de dimensionamento equivalentes ao estado limite de serviço (ELS) da NBR 8800:2008, para fazer uma comparação consistente entre as normas, neste trabalho será avaliado somente o roteiro de dimensionamento para o estado limite último (ELU).

1.9.1 Dimensionamento à tração

Para o dimensionamento à tração deve ser atendida a seguinte condição:

$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$, onde:

$N_{t,Sd}$ = esforço de tração atuante na barra;

$N_{t,Rd}$ = esforço de tração resistente de cálculo determinada de acordo com os critérios abaixo.

Para o cálculo do esforço de tração resistente de cálculo devem ser observados os dois critérios abaixo, sendo seu valor o menor entre os dois resultados:

1) Escoamento da seção bruta: $N_{t,Rd} = A_g F_y / \gamma_{a1}$
2) Ruptura da seção líquida: $N_{t,Rd} = A_e F_u / \gamma_{a2}$

Onde:

F_y = tensão limite de escoamento do aço

F_u = tensão limite de ruptura do aço

γ_{a1} = 1,10, coeficiente de ponderação da resistência quanto ao escoamento

γ_{a2} = 1,35, coeficiente de ponderação da resistência quanto à ruptura

A_g = área bruta da cantoneira

$A_e = A_n \times C_t$, área líquida efetiva da cantoneira,

Para o cálculo da área líquida efetiva de uma cantoneira, deve ser levada em conta a área líquida (A_n) da seção. A área líquida da seção é calculada de forma similar ao roteiro apresentado no item 4.3.1, com a exceção de que, para cada furo puncionado deve ser adicionado 2,0 mm ao diâmetro do furo, ao invés de 1,6 mm, como indicado na ASCE 10-15. Para cantoneiras com ligação parafusadas, o fator de redução C_t é definido de acordo com as seguintes condições:

1) Cantoneiras com ligações nas duas abas: $C_t = 1{,}00$
2) Cantoneiras com ligação em uma aba: $C_t = 1 - e_c/l_c$, onde e_c é a excentricidade da ligação igual a distância do centro geométrico da seção ao plano de cisalhamento da seção e l_c é o comprimento efetivo da ligação igual a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos na direção do esforço. No entanto, o valor máximo para C_t é 0,90 e não são permitidas ligações com C_t inferior a 0,60.

Assim como realizado no item 4.3.1, como simplificação neste trabalho, será feita uma simplificação para o cálculo da área líquida efetiva: para barras detalhadas com ligação em apenas uma aba será descontado um furo para o cálculo da área líquida e C_t será considerado igual a 0,90, já para barras comumente detalhadas com parafusos nas duas abas, serão descontados dois furos para o cálculo da área líquida e C_t será considerado igual a 1,00.

Como recomendação, a NBR 8800:2008 limita em 300 o valor do índice de esbeltez para barras tracionadas em condições de trabalho equivalente às das cantoneiras em uma torre para linhas de transmissão.

1.9.2 Dimensionamento à compressão

Para o dimensionamento à tração deve ser atendida a seguinte condição:

$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$, onde:

$N_{c,Sd}$ = esforço axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ = esforço axial de compressão resistente de cálculo.

O esforço axial de compressão resistente de cálculo é calculado da seguinte forma:

$$N_{c,Rd} = \chi\, Q\, A_g\, F_y/\gamma_{a1}$$

χ = fator de redução associado à resistência à compressão

A_g = área bruta da seção transversal da barra

F_y = tensão limite de escoamento do aço

γ_{a1} = 1,10, coeficiente de ponderação da resistência quanto ao escoamento

Q = fator de redução total associado à flambagem local

O fator de redução associado à compressão χ, é dado por:

Para $\lambda_0 \leq 1{,}5$: $\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$

Para $\lambda_0 > 1{,}5$: $\chi = \dfrac{0{,}877}{\lambda_0^2}$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido calculado conforme a seguir:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q\, A_g\, f_y}{N_e}}$$

Onde N_e é a força axial de flambagem elástica calculada de acordo com Anexo E da NBR 8800:2008. Para cantoneiras de abas iguais, N_e é calculado da seguinte forma:

1) Para cantoneiras de abas iguais com ligação nas duas abas:

$$N_e = \pi^2\, E\, I\, /\, (K\, L)^2$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do aço

I = momento de inércia em relação aos eixos x ou y

KL = comprimento de flambagem por flexão em relação aos eixos x ou y. Como as ligações serão consideradas rotuladas nos dois extremos, K = 1,0.

2) Para cantoneiras de abas iguais com ligação em somente uma aba:

$N_e = \pi^2\, E\, I_{x1}\, /\, (K_{x1}\, L_{x1})^2$, onde:

E = módulo de elasticidade do aço

I_{x1} = momento de inércia em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

$K_{x1}L_{x1}$ = comprimento de flambagem equivalente dado por:

a) Quando $0 \leq L_{x1}/r_{x1} \leq 80$: $K_{x1}L_{x1} = 72r_{x1} + 0{,}75L_{x1}$

b) Quando $L_{x1}/r_{x1} > 80$: $K_{x1}L_{x1} = 32r_{x1} + 1{,}25L_{x1}$

Onde L_{x1} é o comprimento da cantoneira tomado entre os pontos de trabalho e r_{x1} é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo a aba conectada.

O fator de redução total associado à flambagem local, Q, é calculado de acordo com o anexo F da NBR 8800:2008:

$Q = Q_s\, Q_a$, onde:

Q_s = fator de redução que leva em conta os elementos da seção com uma borda longitudinal vinculada (elementos AL).

Q_a = fator de redução que leva em conta os elementos da seção com duas bordas longitudinais vinculadas (elementos AA).

Como cantoneiras só possuem elementos AL, $Q = Q_s$, onde Q_s é dado por:

$$Q_s = 1{,}340 - 0{,}76\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad \text{para} \quad 0{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0{,}91\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}53E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 0{,}91\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Onde b é a largura da aba da cantoneira. Para valores de b/t menores que 0,45 $(E/f_y)^{0,5}$, adota-se Q_s = 1,00.

O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o produto KL e o raio de giração correspondente r, portanto KL/r, não deve ser superior a 200.

1.9.3 Dimensionamento das ligações parafusadas

Assumindo que em uma torre para linhas de transmissão, as ligações são parafusadas, os parafusos estão sujeitos somente ao cisalhamento e a estrutura foi detalhada de tal forma que os planos de corte passam sempre pelo corpo do parafuso, a NBR 8800:2008 recomenda que sejam feitas as verificações quanto ao cisalhamento do parafuso (item 6.3.3.2 da norma) e quanto a pressão de contato nos furos (item 6.3.3.3).

O esforço resistente ao cisalhamento de um parafuso, $F_{v,Rd}$, é dado por:

$$F_{v,Rd} = 0{,}4\ A_b\ f_{ub}/\gamma_{a2},\ \text{onde:}$$

$A_b = 0{,}25\ \pi\ d_b^2$, onde d_b é o diâmetro do corpo do parafuso (parte sem rosca)

f_{ub} = tensão limite de ruptura do aço do parafuso

γ_{a2} = 1,35, coeficiente de ponderação da resistência quanto ao cisalhamento

Para furos padrão, quanto a pressão de contato, considerando que a deformação no furo é uma limitação para o projeto, deve ser feita a seguinte verificação:

$$F_{c,Rd} = 1{,}2\ l_f\ t\ f_u/\gamma_{a2} \leq 2{,}4\ d_b\ t\ f_u/\ \gamma_{a2},\ \text{onde:}$$

l_f = distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre. Adotando $l_f = 2d_b$, toma-se $F_{c,Rd}$ igual a seu limite superior.

t = espessura da parte ligada

f_u = tensão limite de ruptura do aço da parede do furo

γ_{a2} = 1,35, coeficiente de ponderação da resistência quanto ao cisalhamento

Observação: o item 6.1.5.2 da NBR 8800:2008 recomenda que a força solicitante mínima para o dimensionamento das ligações deve ser de 45 kN (aproximadamente 4500 kgf), no entanto neste trabalho, para não penalizar demais a comparação com os critérios da ASCE 10-15, serão utilizados os esforços atuantes conforme indicados na tabela 2, mesmo que estes sejam inferiores a 4500 kgf.

1.9.4 Tabela de Dimensionamento de acordo com a NBR 8800:2008

Seguindo o roteiro apresentado nos itens 4.4.1, 4.4.2 e 4.4.3, utilizando o Microsoft Excel, a definição de geometria do item 4.1.2, as propriedades dos materiais do item 4.1.3 e os esforços em cada barra do item 4.2, foi possível dimensionar as barras e as ligações parafusadas conforme as tabelas a seguir:

Tabela 5 – Dimensionamento das barras segundo a NBR 8800:2008

Grupo	Esforços [kgf]				Perfil	Área [cm²]		Esbeltez			Esforços Limites [kgf]	
	Compressão		Tração			Ag	Ae	L [cm]	r [cm]	L/r	Compressão	Tração
1	7	6041	7R	5470	L 50 x 3.0	2.96	2.12	82	0.99	82	8006	11350
2	7R	1238	7	1368	L 45 x 3.0	2.66	1.82	128	0.89	143	4645	10200
3	10	6372	10	4869	L 45 x 4.0	3.49	2.37	120	1.36	88	6746	13383
4	1	13691	9D	6268	L 65 x 5.0	6.31	4.91	120	1.29	93	17296	24196
5	8AR	163	9B	1434	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	0.78	154	1810	9011
6	9D	2330	9D	2034	L 40 x 3.0	2.35	1.74	78	0.78	100	3667	9011
7	8A	2475	8AR	2050	L 45 x 4.0	3.49	2.64	120	1.36	88	2757	13383
8	8A	1652	8A	1655	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3224	9011
9	8A	1721	8AR	1666	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
10	8AR	1636	8A	1731	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
11	0	0	9E	3252	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	0.78	154	1810	9011
12	9D	2303	9D	2139	L 40 x 3.0	2.35	1.74	78	0.78	100	3667	9011
13	9E	2911	8CR	1501	L 50 x 4.0	3.90	3.01	120	1.52	79	3621	14955
14	1	2000	1	1967	L 40 x 3.0	2.35	1.74	92	0.78	118	2818	9011
15	10R	2302	7	393	L 40 x 4.0	3.08	2.27	120	0.77	156	2354	11810
16	1	2293	1R	573	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
17	0	0	10	2059	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	0.78	154	1810	9011
20	9B	568	9A	252	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	0.78	154	1810	9011
21	10	910	10R	626	L 40 x 3.0	2.35	1.74	78	0.78	100	3667	9011
22	1	253	9D	1559	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	0.78	154	1810	9011
23	8A	2226	8AR	2074	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
24	8AR	2086	8A	2243	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
25	8A	2249	8AR	2054	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3230	9011
26	9E	837	10R	160	L 40 x 3.0	2.35	1.74	60	0.78	77	4859	9011
27	8A	2714	8AR	2539	L 45 x 4.0	3.49	2.64	117	0.87	134	3427	13383
28	10R	1469	10	2384	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	1.22	98	1550	9011
29	10	2673	10	2660	L 40 x 3.0	2.35	1.74	92	0.78	118	2818	9011
30	0	0	1	4885	L 40 x 3.0	2.35	1.74	120	0.78	154	1810	9011
31	10R	1823	10	2144	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
32	1	5660	1	2041	L 60 x 4.0	4.72	3.74	120	1.19	101	7108	18099
40	1	5481	1	855	L 60 x 4.0	4.72	3.74	125	1.19	105	6684	18099

41	7	42	10R	8940	L 40 x 4.0	3.08	2.27	174	0.77	225	1231	11810
45	8AR	296	8A	471	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
46	8A	596	8AR	499	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
47	8C	1254	8BR	942	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
48	8CR	207	8C	452	L 40 x 3.0	2.35	1.74	85	0.78	109	3227	9011
50	0	0	1	595	L 40 x 3.0	2.35	1.74	15	1.22	12	4978	9011
51	7R	2291	7	2418	L 40 x 3.0	2.35	1.74	87	0.78	111	3105	9011
52	7	865	7R	829	L 40 x 3.0	2.35	1.74	54	0.78	69	5119	9011
53	7R	1205	7	1221	L 40 x 3.0	2.35	1.74	115	0.78	148	1935	9011
54	7	563	7R	553	L 40 x 3.0	2.35	1.74	84	0.78	108	3280	9011
55	7R	674	7	690	L 40 x 3.0	2.35	1.74	148	0.78	190	1251	9011
60	1	17072	9D	7582	L 75 x 6.0	8.75	7.07	168	2.30	73	20945	33552
61	1	17026	9D	7551	L 75 x 6.0	8.75	7.07	180	2.30	78	19623	33552
62	1	11877	9D	2347	L 65 x 6.0	7.48	5.80	180	1.98	91	13857	28682
63	1	8620	0	0	L 50 x 4.0	3.90	2.78	86	0.98	88	11288	14955
65	9D	1026	9D	953	L 40 x 3.0	2.35	1.74	117	0.78	150	1887	9011
66	6	714	6	816	L 40 x 3.0	2.35	1.74	136	0.78	174	1461	9011
67	1	700	1	450	L 40 x 3.0	2.35	1.74	90	0.78	115	2932	9011
68	1	697	1	373	L 40 x 3.0	2.35	1.74	90	0.78	115	2932	9011
69	1	170	0	0	L 40 x 3.0	2.35	1.74	64	0.78	82	4665	9011
70	1	1495	1	1477	L 40 x 3.0	2.35	1.74	117	0.78	150	1885	9011
71	6	505	6	443	L 40 x 3.0	2.35	1.74	117	0.78	150	1887	9011
72	6R	16	2	73	L 40 x 3.0	2.35	1.74	90	0.78	115	2932	9011
73	9D	48	1	84	L 40 x 3.0	2.35	1.74	90	0.78	115	2932	9011
74	2	30	8B	24	L 40 x 3.0	2.35	1.74	127	0.78	163	1635	9011
75	1	1457	1	1418	L 40 x 3.0	2.35	1.74	117	0.78	150	1885	9011
76	6	691	6	637	L 40 x 3.0	2.35	1.74	117	0.78	150	1887	9011
77	9D	115	1	1070	L 40 x 3.0	2.35	1.74	90	0.78	115	2932	9011
78	9D	111	1	1094	L 40 x 3.0	2.35	1.74	90	0.78	115	2932	9011
79	0	0	1	567	L 40 x 3.0	2.35	1.74	64	0.78	82	4665	9011
80	8A	3565	8AR	2221	L 50 x 4.0	3.90	3.01	124	0.98	126	4164	14955
81	8AR	754	9C	3709	L 50 x 4.0	3.90	3.01	267	1.52	176	986	14955
90	8B	3735	8CR	2319	L 50 x 4.0	3.90	3.01	124	0.98	126	4164	14955
91	10R	752	9C	3710	L 50 x 4.0	3.90	3.01	267	1.52	176	986	14955

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

Tabela 6 – Dimensionamento das ligações parafusadas segundo a NBR 8800:2008

Grupo	Esforços [kgf]				Parafusos		Esforços Limites Ligações [kgf]	
	Compressão		Tração		Quant.	Diâm.	Esmagamento	Cisalhamento
1	7	6041	7R	5470	4	12	13499	6970
2	7R	1238	7	1368	4	12	13499	6970
3	10	6372	10	4869	4	12	17999	6970
4	1	13691	9D	6268	8	12	44996	13940
5	8AR	163	9B	1434	1	12	3375	1743
6	9D	2330	9D	2034	2	12	6749	3485
7	8A	2475	8AR	2050	2	12	8999	3485
8	8A	1652	8A	1655	1	12	3375	1743
9	8A	1721	8AR	1666	1	12	3375	1743
10	8AR	1636	8A	1731	1	12	3375	1743
11	0	0	9E	3252	2	12	6749	3485
12	9D	2303	9D	2139	2	12	6749	3485
13	9E	2911	8CR	1501	2	12	8999	3485
14	1	2000	1	1967	2	12	6749	3485
15	10R	2302	7	393	2	12	8999	3485
16	1	2293	1R	573	2	12	6749	3485
17	0	0	10	2059	1	12	3375	1743
20	9B	568	9A	252	2	12	6749	3485
21	10	910	10R	626	1	12	3375	1743
22	1	253	9D	1559	1	12	3375	1743
23	8A	2226	8AR	2074	2	12	6749	3485
24	8AR	2086	8A	2243	2	12	6749	3485
25	8A	2249	8AR	2054	2	12	6749	3485
26	9E	837	10R	160	1	12	3375	1743
27	8A	2714	8AR	2539	2	12	8999	3485
28	10R	1469	10	2384	2	12	6749	3485
29	10	2673	10	2660	2	12	6749	3485
30	0	0	1	4885	3	12	10124	5228
31	10R	1823	10	2144	2	12	6749	3485
32	1	5660	1	2041	4	12	17999	6970
40	1	5481	1	855	4	12	17999	6970
41	7	42	10R	8940	6	12	26998	10455
45	8AR	296	8A	471	1	12	3375	1743
46	8A	596	8AR	499	1	12	3375	1743
47	8C	1254	8BR	942	1	12	3375	1743
48	8CR	207	8C	452	1	12	3375	1743
50	0	0	1	595	1	12	3375	1743

51	7R	2291	7	2418	2	12	6749	3485
52	7	865	7R	829	1	12	3375	1743
53	7R	1205	7	1221	1	12	3375	1743
54	7	563	7R	553	1	12	3375	1743
55	7R	674	7	690	1	12	3375	1743
60	1	17072	9D	7582	10	12	67494	17425
61	1	17026	9D	7551	10	12	67494	17425
62	1	11877	9D	2347	8	12	53996	13940
63	1	8620	0	0	5	12	22498	8713
65	9D	1026	9D	953	1	12	3375	1743
66	6	714	6	816	1	12	3375	1743
67	1	700	1	450	1	12	3375	1743
68	1	697	1	373	1	12	3375	1743
69	1	170	0	0	1	12	3375	1743
70	1	1495	1	1477	1	12	3375	1743
71	6	505	6	443	1	12	3375	1743
72	6R	16	2	73	1	12	3375	1743
73	9D	48	1	84	1	12	3375	1743
74	2	30	8B	24	1	12	3375	1743
75	1	1457	1	1418	1	12	3375	1743
76	6	691	6	637	1	12	3375	1743
77	9D	115	1	1070	1	12	3375	1743
78	9D	111	1	1094	1	12	3375	1743
79	0	0	1	567	1	12	3375	1743
80	8A	3565	8AR	2221	3	12	13499	5228
81	8AR	754	9C	3709	3	12	13499	5228
90	8B	3735	8CR	2319	3	12	13499	5228
91	10R	752	9C	3710	3	12	13499	5228

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a elaboração deste trabalho foi feita uma revisão bibliográfica sobre a definição do que são torres para linhas de transmissão, sobre os tipos de torre de acordo com variados critérios de classificação e sobre as diversas etapas do projeto estrutural incluindo as fases de cálculo e elaboração dos desenhos de projeto. A revisão bibliográfica foi baseada em livros, artigos, dissertações de mestrado e teses de doutorado de autores consagrados nesta área de pesquisa.

Também foi realizado o dimensionamento das barras e ligações de uma torre para linhas de transmissão, a partir de informações de uma estrutura cedidas pela empresa Brametal S.A. Este dimensionamento seguiu os princípios expostos nas normas NBR 8800:2008

e ASCE 10-15. O levantamento dos esforços nas barras foi realizado com o auxílio do software PLS Tower, próprio para este tipo de cálculo, desenvolvido pela empresa americana Power Line Systems, Inc.

Ao longo do item 1, foi demonstrado o roteiro de dimensionamento de uma barra e uma ligação de acordo com as duas normas. O dimensionamento completo da torre foi realizado com a utilização de planilhas eletrônicas desenvolvidas com a plataforma EXECL da Microsoft.

Com a finalização da etapa de cálculo, serão comparados os resultados e feitas as considerações finais a respeito do tema estudado, apontando possíveis melhorias ao processo e sugerindo temas para novos trabalhos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir dos resultados encontrados nas tabelas 3, 4, 5 e 6, podem-se fazer os seguintes comentários:

- Dentre os 65 grupos de barras que foram dimensionados, apenas nove resultaram em perfis com seções diferentes, a saber:

Tabela 7 – Grupos com seções diferentes para ASCE10-15 e NBR 8800:2008

Grupo	Perfis segundo:	
	NBR 8800:2008	ASCE-10-15
7	L 45 x 4.0	L 45 x 3.0
13	L 50 x 4.0	L 40 x 3.0
27	L 45 x 4.0	L 45 x 3.0
60	L 75 x 6.0	L 75 x 5.0
61	L 75 x 6.0	L 75 x 5.0
62	L 65 x 6.0	L 65 x 5.0
80	L 50 x 4.0	L 50 x 3.0
81	L 50 x 4.0	L 50 x 3.0
90	L 50 x 4.0	L 50 x 3.0
91	L 50 x 4.0	L 50 x 3.0

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023

  Dessa forma, conclui-se que uma torre dimensionada segundo os critérios da NBR 8800:2008 resultaria em uma estrutura mais pesada em comparação com a mesma estrutura dimensionada de acordo com os critérios da ASCE 10-15.
- Apenas para seis grupos o esforço resistente de compressão calculado a partir da NBR 8800:2008 foi superior ao calculado pela ASCE 10-15. Para a torre estudada, ao se fazer uma média percentual da diferença para todas as barras calculadas, o esforço resistente de compressão da NBR 8800:2008 foi 12,0% inferior.
- Nos roteiros de cálculo é possível verificar que as duas normas fazem correções na esbeltez para barras que possuem ligações em somente uma aba. No entanto, a esbeltez efetiva após a correção é maior segundo os critérios da NBR 8800:2008.

- Para todos os grupos o esforço resistente de tração calculado a partir da NBR 8800:2008 foi superior ao calculado pela ASCE 10-15. Para a torre estudada, ao se fazer uma média percentual da diferença para todas as barras calculadas, o esforço resistente de tração da NBR 8800:2008 foi 10,9% superior.
- É interessante notar que a ASCE 10-15, no cálculo do esforço resistente de tração é feita a multiplicação da área líquida pela tensão de escoamento (A_n x F_y), enquanto a NBR 8800:2008 analisa dois cenários: a ruptura da seção líquida efetiva (A_e x F_u) e o escoamento da seção bruta (A_g x F_y).
- Para todos os grupos, segundo a NBR 8800:2008, o critério que resultou no maior esforço resistente de tração foi o escoamento da seção bruta (ESB).
- Nas ligações, para todos os grupos o esforço resistente de esmagamento calculado a partir da NBR 8800:2008 foi superior ao calculado pela ASCE 10-15. Isto se deve ao fato de que a ASCE 10-15 multiplica a área de contato e a tensão de ruptura do material pelo fator 1,50, enquanto segundo os critérios adotados da NBR 8800:2008, este valor é de aproximadamente 1,78, sendo este o resultado da divisão do fator 2,4 pelo coeficiente γ_{a2} (1,35).
- Quanto ao cisalhamento dos parafusos das ligações, para todos os grupos o esforço resistente calculado a partir da NBR 8800:2008 foi inferior ao calculado pela ASCE 10-15. Isto se deve ao fato de que a ASCE 10-15 multiplica a área bruta do corpo do parafuso por sua tensão de cisalhamento, sendo esta definida como aproximadamente 62% da tensão de ruptura do parafuso. Enquanto isso, a NBR 8800:2008, multiplica a área bruta do corpo do parafuso por sua tensão de ruptura minorada pelo fator 0,296, sendo este o resultado da divisão do fator 0,4 pelo coeficiente γ_{a2} (1,35).
- De acordo com os princípios da NBR 8800:2008, o critério que definiu a quantidade de parafusos para todas as ligações foi o cisalhamento dos parafusos, enquanto que segundo a ASCE 10-15, em 55 dos 65 grupos, o esforço resistente de esmagamento foi inferior ao esforço resistente de cisalhamento, tornando-se então o critério dimensionante destas ligações.
- Devido ao critério de cisalhamento, segundo a NBR 8800:2008 foi necessário utilizar mais parafusos nas ligações de 28 dos 65 grupos. Para os demais 37 grupos foi utilizada a mesma quantidade de parafusos na ligação. Ou seja, além de resultar em uma estrutura mais pesada, o dimensionamento de acordo com a NBR 8800:2008 também resulta na utilização de uma quantidade maior de parafusos, aumentando o custo da torre e possivelmente levando a uma utilização de um maior número de chapas de ligação.

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi proposto o dimensionamento de uma torre para linhas de transmissão através de duas normas: a americana ASCE 10-15, base para o cálculo deste tipo de estrutura no Brasil, e a brasileira NBR 8800:2008. Através da comparação dos resultados finais, o objetivo foi verificar se é possível e vantajoso tirar proveito da utilização da norma brasileira nos casos em que a especificação técnica do projeto da estrutura permita o seu uso. A partir dos comentários feitos no item 3, conclui-se que, para o exemplo estudado, a norma

brasileira não apresentou vantagens frente a ASCE 10-15, uma vez que ao utilizar seus critérios de dimensionamento, chegou-se a uma torre mais pesada e com mais parafusos nas ligações, portanto sendo uma estrutura com custo mais elevado e de montagem mais demorada.

As duas normas apresentam similaridades e discrepâncias que foram discutidas ao longo do item 1. Mas apesar das diferenças, é interessante notar que não há uma grande disparidade nos resultados. A média na diferença entre os esforços resistentes nas barras ficou em torno de apenas 10% e, através da Tabela 7, é possível notar que, para a maioria das barras que resultaram em perfis diferentes no dimensionamento, esta diferença foi de apenas um milímetro na espessura da peça.

Apesar dos resultados, não é recomendado se afastar totalmente da norma brasileira. A ASCE 10-15 é uma norma bem mais simples e direta do que a NBR 8800:2008. Até pelo número de páginas é possível fazer esta comparação: a norma americana tem 25 páginas, enquanto a brasileira, incluindo os anexos, tem 237 páginas. Dessa forma, para pontos nebulosos ou específicos não cobertos pela ASCE 10-15, pode-se utilizar a NBR 8800:2008 como referência. São exemplos destes pontos o item 6.3.5 com a discussão sobre o efeito de alavanca e os critérios para dimensionamento de ligações com solda, que mesmo em menor quantidade ainda são utilizadas em projetos de torres para linhas de transmissão e são bastante discutidos na norma brasileira.

Agradecimentos

Agradeço à Brametal S.A. pelo apoio ao longo de todos esses anos e em especial aos colegas da Engenharia de Produto.

REFERÊNCIAS

1 American Society of Civil Engineers (ASCE), ASCE 10-15 - Design of Latticed Steel Transmission Structures. Reston, Virginia, 2015.

2 Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 8800 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

3 BRAMETAL SA. Torre autoportante com circuito duplo. 2017. Fotografia, arquivo digital.

4 BRAMETAL SA. Torre estaiada com circuito simples. 2017. Fotografia, arquivo digital.

5 ELIAS, K. M. Torre de Transmissão de Energia Elétrica: Novo Design e os Desafios da Inserção no Contexto Urbano. Dissertação de Mestrado. Belo Horizonte, 2015.

6 Empresa de Pesquisa Energética (EPE). Projeção da Demanda de Energia Elétrica para os Próximos 10 Anos (2017-2026). Rio de Janeiro, 2017.

7 GONTIJO, C. R. Cálculo de torres para linhas de transmissão. 1. ed. Belo Horizonte: IEA Editora, 1994.

8 KAMINSKI Jr, J. Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão. Tese de Doutorado. Porto Alegre, 2007.

9 LABEGALINI, P. R. Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1992.

10 MARTINS, E. G. et al. Rotina Computacional para Análise Dinâmica de Estruturas de Linhas de Transmissão. XIII ERIAC. Puerto Iguazu, 2009.

11 Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS). Diretrizes para a Elaboração de Projetos Básicos para Empreendimentos de Transmissão. Rio de Janeiro, 2013.

12 SETA ENGENHARIA SA. Especificação Técnica para Aquisição de Estruturas Metálicas para a linha de 138 kV Verde 4A – Verde 4 – Mimoso. Concórdia, 2016.

13 SETA ENGENHARIA SA. Série de Estruturas e Árvores de Carregamento para a linha de 138 kV Verde 4A – Verde 4 – Mimoso. Concórdia, 2016.

Tema: Montagem de estruturas metálicas com ligações parafusadas

ABORDAGEM DOS PRINCIPAIS DESVIOS EXECUTIVOS EM LIGAÇÕES PARAFUSADAS NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Guido José Denipotti[1]

Resumo

O presente trabalho tem por objetivo apresentar os principais desvios executivos em ligações parafusadas verificadas na montagem de estruturas metálicas. Para tanto, efetuou-se um programa de inspeção em dezenas de obras de estruturas metálicas durante o seu período de montagem ou ligeiramente após a conclusão, sempre confrontando as execuções das ligações com os descritivos em projetos executivos de montagem. Os empreendimentos analisados variaram de galpões industriais a shopping centers, possibilitando assim inferir de maneira global sobre os principais desvios executivos existentes em campo nas ligações parafusadas de estruturas metálicas. Entre as principais não-conformidades observadas estão: ligações inconclusas (falta de parafusos e/ou falta de aperto normal de parafusos); aperto excessivo de parafusos e utilização de parafusos com especificação divergente do solicitado em projeto. As não-conformidades observadas, bem como suas consequências ocasionadas pela necessidade de intervenção, demonstram a necessidade de acompanhamento assíduo de profissional especializado durante todo o processo de montagem, minimizando assim custos globais envolvidos na utilização de estruturas metálicas.

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Ligações parafusadas; Montagem; Inspeção.

MAIN EXECUTIVE DEVIATIONS REPORTED IN STEEL BOLTED CONNECTIONS: A CASE OF STUDY

Abstract

The aim of this paper is to present the main issues reported in steel bolted connections. Several steel structures were inspected in site, during and after erection, comparing them according with their respective executive drawings. Different types of steel solutions were analyzed (such as industrial sheds, pre-engineered buildings, shopping malls) checking the main deviations occurred in site. The main problems observed were missing bolts and incorrect bolt pretension along with divergent specification (materials, class, diameter, length, etc) when compared to the assembly project. Such reported issues have a significant impact in the project schedule and in consequence larger costs and site adjustments. Therefore, a constant inspection conducted by the engineer responsible is recommended to minimize nonconformities and errors in steel bolted connections.

Keywords: Steel bolted connections, steel structures, steel connections, assembly inspection.

[1] Engenheiro Civil (Universidade Estadual de Maringá, UEM, Brasil) / Mestre em Engenharia Civil (Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, UNESP, Brasil), Diretor Técnico da RG3 CONSULTORIA – Inspeção e Diligenciamento em Estruturas Metálicas, Nova Prata / RS, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Dentre as inúmeras vantagens que compõem o sistema construtivo em estruturas metálicas, talvez a principal delas é o menor tempo de execução do sistema (montagem) promovido, também, pelas ligações parafusadas em campo. A facilidade da execução, assim como da inspeção, proporciona aos executores agilidade e segurança necessárias que corroboram a opção por este sistema construtivo – estruturas metálicas. Contudo, em verificação (inspeção) na montagem de estruturas metálicas de inúmeros empreendimentos, foram observados desvios executivos variados nas ligações parafusadas que explicitam aos responsáveis técnicos (engenheiro calculista; fabricante e/ou montadora) a necessidade de melhor orientação aos executores e, principalmente, verificação/inspeção durante e iminentemente após os trabalhos executados. Desvios como: falta de parafusos; falta de aperto normal; comprimento insuficiente; utilização de parafusos com especificação distinta ao determinado em projeto e aperto excessivo foram observados na montagem das ligações parafusadas das estruturas principais de todos os empreendimentos inspecionados. Os empreendimentos são compostos por galpões logísticos, comerciais e industriais. Desta forma, pôde-se mensurar e exemplificar os principais desvios executivos nas ligações parafusadas de maneira a atentar aos responsáveis técnicos (engenheiro calculista; fabricante e/ou montadora) os desvios recorrentes a fim de evitá-los ou corrigi-los antes do início da utilização do empreendimento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, os empreendimentos nos quais as ligações foram inspecionadas foram separados em 3 grupos com base em critérios descritos em Denipotti [1]:

- Grupo 1 – Galpões logísticos. Empreendimentos que em sua maioria possuem apenas a estrutura da cobertura em estruturas metálicas, cobrindo grandes áreas. Não há, neste grupo, estruturas como *pipe rack* ou pontes rolantes. Exemplo: centro de distribuição (CD).

- Grupo 2 – Indústrias - Empreendimentos destinados a processos fabris. Neste grupo há incidência de estruturas aptas a maiores sobrecargas, possuem pontes rolantes e/ou *pipe racks*. Exemplo: fábrica automotiva.

- Grupo 3 – Comerciais - São obras especiais, com singularidades arquitetônicas específicas, que se diferem dos dois primeiros grupos. Podem possuir estruturas metálicas para fechamento em vidros, como claraboias. Exemplo: *shopping center*.

Respectivamente, o número de obras para cada grupo são: 07, Grupo 1; 07, Grupo 2 e 06, Grupo 3. Totalizando 20 obras.

As inspeções foram realizadas do início ao fim da montagem e iminentemente após a conclusão. Contudo, para os apontamentos e reportes neste, levou-se em consideração fases

executivas nas quais as ligações já deveriam estar concluídas. Dessa forma não se considera desvios executivo uma ligação inconclusa durante a pré-montagem.
Os desvios nas ligações observados estão discretizados a seguir por tipologia, sendo separados em:

a) Alteração da ligação;
b) Aperto errôneo em junta de dilatação;
c) Aperto excessivo;
d) Falta de aperto normal;
e) Falta de parafuso;
f) Não conformidade na especificação do parafuso;
g) Não conformidade no comprimento do parafuso;
h) Reutilização indevida de parafusos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir, serão reportados para cada um dos desvios, evidências e explanação e, posteriormente, o quantitativo do respectivo desvio em relação ao total de empreendimentos verificados.

3.1 Alteração da ligação

Considerou-se alteração da ligação a intervenção realizada, em campo, pelos executores/montadores nos quesitos: a) execução de soldagem em detrimento a utilização de parafusos ou b) retrabalho nas furações alterando a tipologia dos furos conforme projetado e/ou desrespeitando as tolerâncias de distância de furo à borda, conforme item 6.3.11 da NBR 8800 [2].

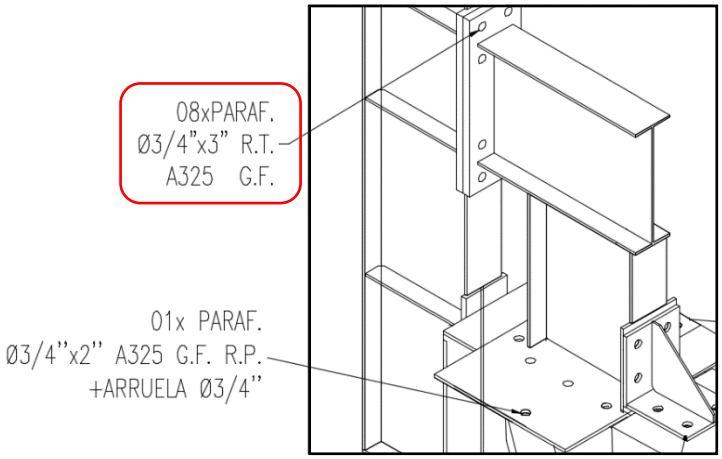


Figura 01 – Detalhe executivo de ligação parafusada



Figura 02 – Execução de solda em detrimento da utilização de parafusos conforme Figura 01

A execução de soldas ocorre em função da não linearidade entre as furações das chapas por motivos diversos, como por exemplo: desvio de locação na estrutura em concreto causando o deslocamento (vertical ou horizontal) de uma das partes da estrutura metálica ou erro na fabricação em uma ou ambas as chapas.



Figura 03 – Falta de linearidade entre furações com corte de enrijecedor e alargamento de furação - 01



Figura 04 – Falta de linearidade entre furações com corte de enrijecedor e alargamento de furação - 02

Além do corte do enrijecedor, observa-se nas imagens das Figuras 03 e 04 o alargamento excessivo e sem controle das furações, através do oxicorte (maçarico).

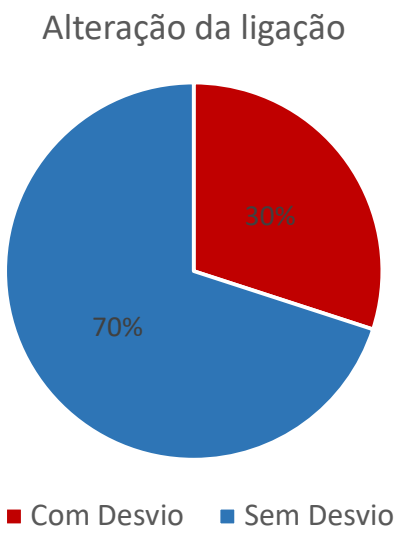


Gráfico 01 – Empreendimentos com e sem desvios – Alteração da ligação

3.2 Aperto errôneo em junta de dilatação

A ligação estrutural de apoio móvel não é comumente visualizada nas montagens, ao menos nesta gama de empreendimentos inspecionados. Talvez, justamente por isso, há o entendimento errôneo do montador em executar a ligação de maneira a não permitir a movimentação das estruturas conforme projetada. Na imagem abaixo, observa-se que além da colocação de porca e contraporca o montador procedeu com o controle de protensão inicial (torque), impedindo a movimentação da estrutura.



Figura 05 – Desvio no aperto do parafuso com impedimento de movimentação da estrutura

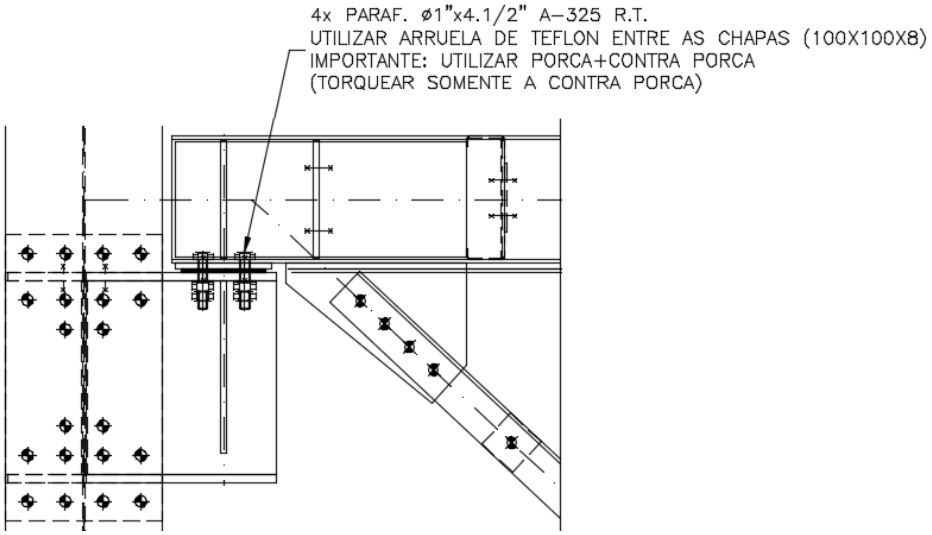


Figura 06 – Detalhe executivo de montagem da imagem da Figura 05

Já, em relação à ligação abaixo, observa-se a colocação de contra-porca, porém a não colocação de arruelas de chapa (AR50A A.L.) solicitadas em projeto executivo de montagem.

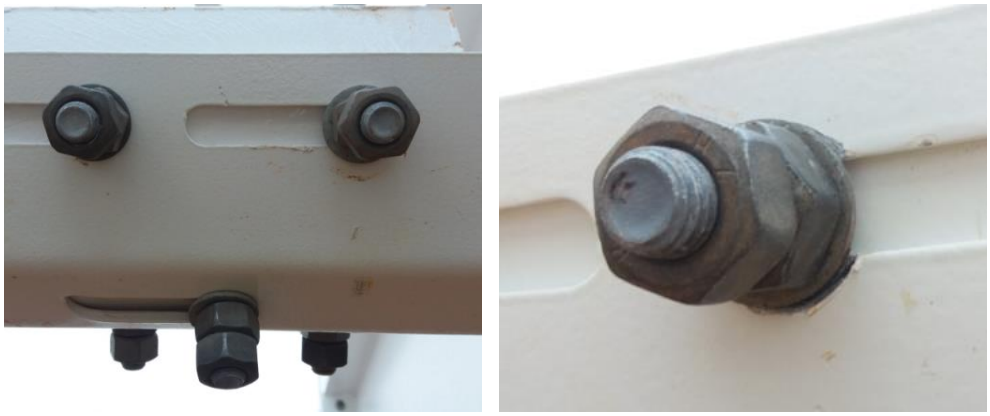


Figura 07 – Pendência de colocação de arruela de chapa

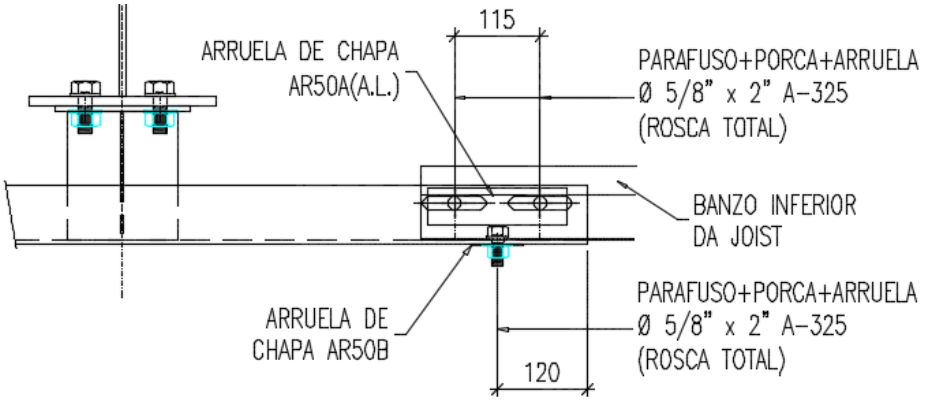


Figura 08 – Detalhe executivo de montagem da imagem da Figura 07

Constata-se em ambos os casos, o desvio de interpretação de projeto, pelo montador.

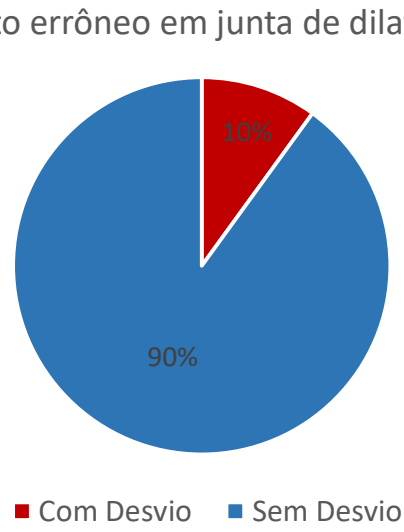


Gráfico 02 – Empreendimentos com e sem desvios – Aperto errôneo em junta de dilatação

3.3 Aperto excessivo

Identifica-se o aperto excessivo quando encontrado parafusos rompidos em obra e em chapas menos espessas com deformações após a ligação. Na maioria dos casos, isso ocorre em parafusos com diâmetro abaixo de 1”, onde o montador pode tentar promover o ajuste de chapas de ligação através do aperto excessivo do parafuso. Isso ocorre também em pré-montagem, de treliças metálicas, quando uma das partes está com desaprumo ou desnível. Intuitivamente, o montador aplica aos parafusos o aperto na tentativa de ajustar as peças a serem ligadas, porém, podendo colocar os parafusos em regime de escoamento, imperceptível ao inspetor.



Figura 09 – Deformação em cantoneira de ligação



Figura 10 – Tentativa de ajuste de ligação através do aperto excessivo de parafusos

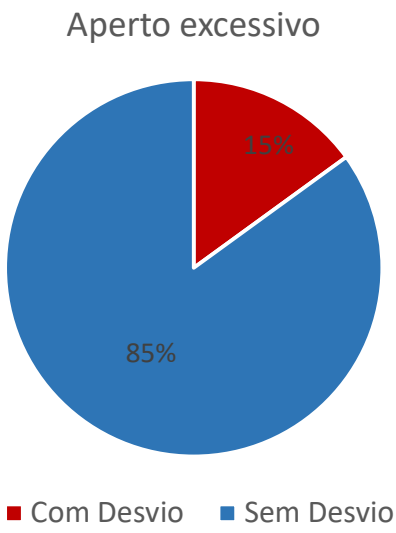


Gráfico 03 – Empreendimentos com e sem desvios – Aperto excessivo

3.4 Falta de aperto normal

Conforme item 6.3.1 da NBR 8800 [2], considera-se aperto normal aquele que "pode ser obtido por alguns impactos de uma chave de impacto ou pelo esforço máximo de um operário usando uma chave normal, garantindo sempre firme contato entre as partes ligadas". Por mais básico/simples que seja o procedimento de montagem de um parafuso, que deve culminar com o seu aperto, este desvio é sistematicamente recorrente na montagem de estruturas metálicas. Em entrevista aos montadores, não se observa justificativa plausível para a recorrência deste desvio. Exemplificação:



Figura 11 – Falta de aperto normal de parafusos – 01

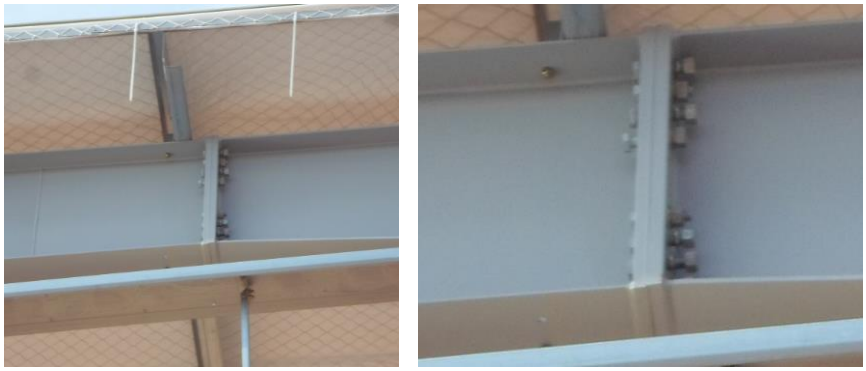


Figura 12 – Falta de aperto normal de parafusos – 02

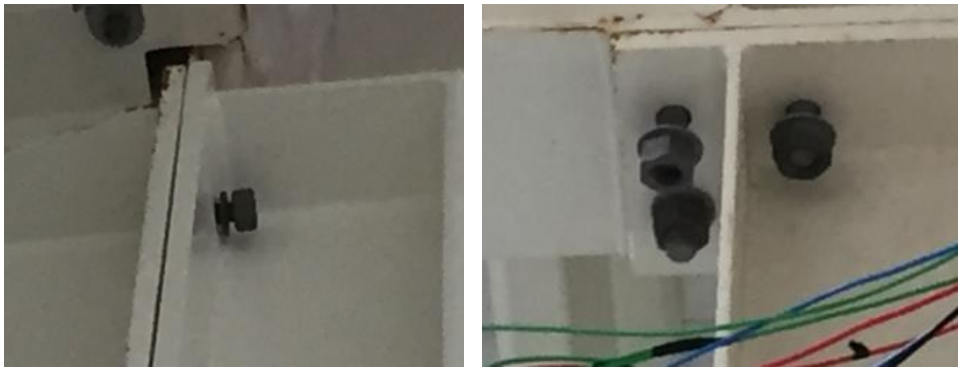


Figura 13 – Falta de aperto normal de parafusos – 03



Figura 14 – Falta de aperto normal de parafusos – 04

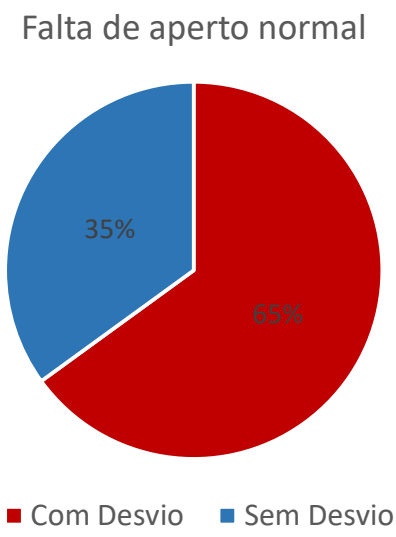


Gráfico 04 – Empreendimentos com e sem desvios – Falta de aperto normal

3.5 Falta de parafusos

Por óbvio, não deveria ser mencionado falta de parafusos em ligações parafusadas. Contudo, trata-se de desvio sistêmico em inspeções na montagem de estruturas metálicas, salientando que foi considerado desvio neste quesito quando o empreendimento estivesse em iminência de sua utilização ou quando aquela ligação específica deveria estar concluída, mesmo antes do término total da montagem das estruturas metálicas do referido empreendimento. As justificativas dos montadores pela não colocação dos parafusos em tempo hábil às solicitações da ligação vão de falta de linearidade entre as furações, que podem ser devido a desvios fabris ou em estruturas em concreto que recebem as estruturas metálicas, ou alta do parafuso em obra no momento da pré-montagem.



Figura 15 – Falta de parafusos em ligação da estrutura principal – 01



Figura 16 – Falta de parafusos em ligação da estrutura principal – 02



Figura 17 – Falta de parafusos em ligação da estrutura principal – 03

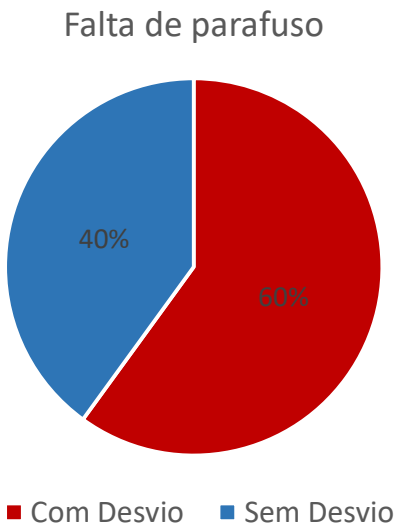


Gráfico 05 – Empreendimentos com e sem desvios – Falta de parafuso

3.6 Não conformidade na especificação do parafuso

Pode-se dividir a especificação dos parafusos em 3 quesitos:

- Dimensões;
- Especificação do aço (resistência estrutural);
- Especificação da proteção (resistência anticorrosiva).

Em todos os trabalhos de inspeções nas ligações, referente a este trabalho, não se observou desvio no diâmetro dos parafusos, ou seja, em relação às dimensões a não conformidade executiva estava relacionada ao comprimento do parafuso. Seja comprimento total ou apenas do fuste, conforme será reportado no próximo item. Contudo, foram detectados desvios na especificação do aço e na especificação da proteção do substrato metálico – proteção anticorrosiva.

Em relação à especificação dos parafusos, os documentos diligenciamendos foram: informações nos projetos básicos; proposta técnica da fabricante/fornecedora das estruturas metálicas e projetos executivos de montagem. O exemplo a seguir é em relação à proposta técnica da fabricante/fornecedora. Na proposta constavam todos parafusos galvanizados a fogo. Contudo, em campo, haviam parafusos galvanizados a fogo e, com as mesmas dimensões, eletrolíticos. Além do desvio do produto vendido versus o fornecido, a mistura de parafusos causa a perda da rastreabilidade, visto que se tratam de lotes distintos.



Figura 18 – Parafusos A325 5/8” (Esq.) Eletrolítico e (Dir.) Galvanizado a fogo

Já em relação ao exemplo a seguir, tem-se a determinação de projeto executivo de utilização de parafusos A490. Contudo, observa-se a utilização de parafusos A490 e A325.

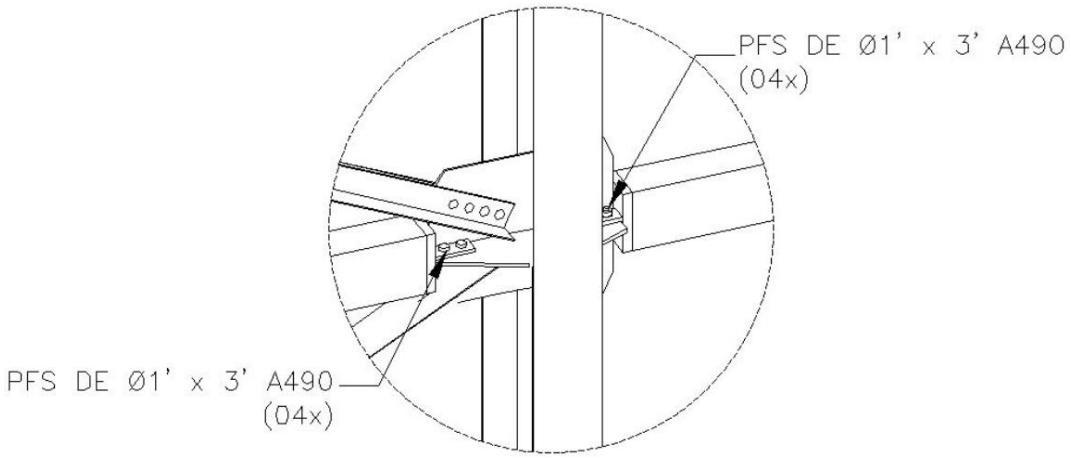


Figura 19 – Detalhe executivo de montagem – Parafusos A490

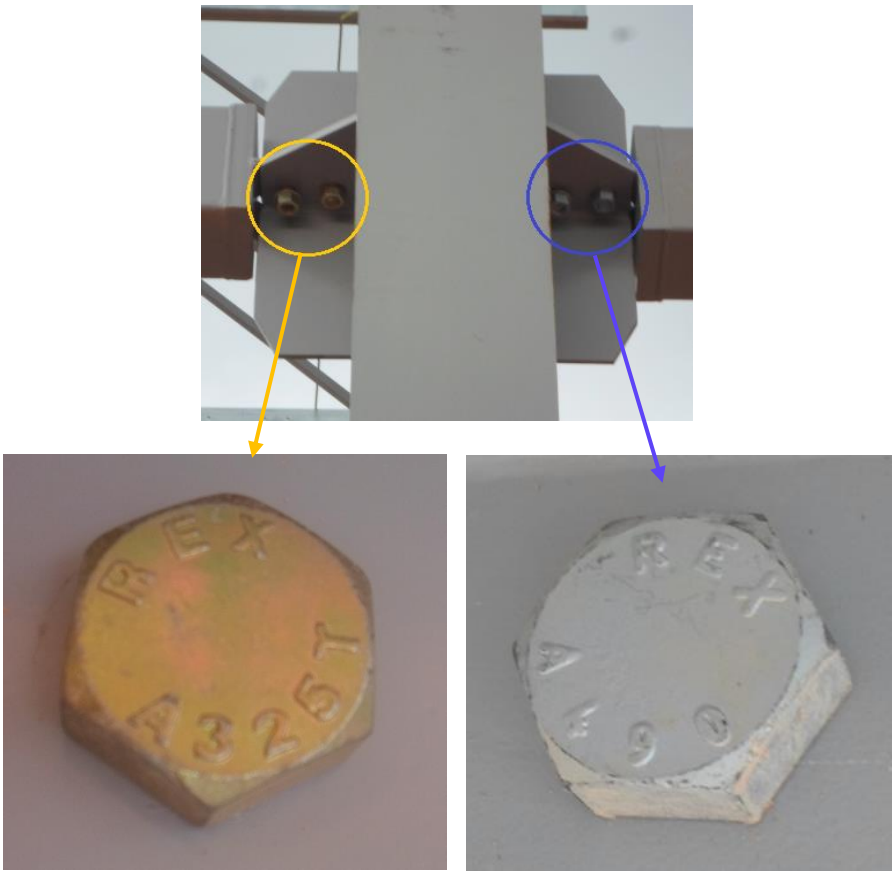


Figura 20 – Desvio executivo na especificação de parafusos. (Esq.) Paraf. A325 no lugar de A490

Neste mesmo empreendimento, ilustrado nas imagens das Figuras 14 e 15, foi observada a mistura, em uma mesma ligação de emenda de pilar, entre parafusos A325 e A490, porcas bicromatizadas e geomet.



Figura 21 – Mistura de parafusos e porcas com especificações diferentes

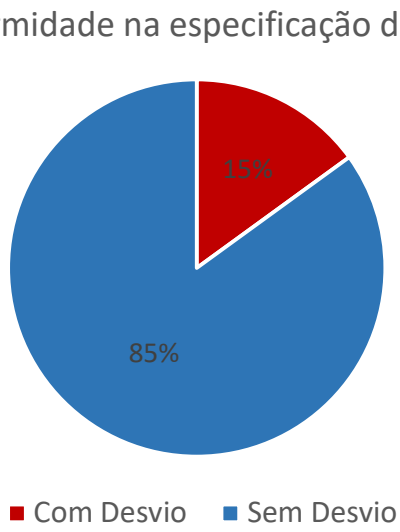


Gráfico 06 – Empreendimentos com e sem desvios – Não conformidade na especificaçãodo parafuso

3.7 Não conformidade no comprimento do parafuso

O parafuso é composto por cabeça e corpo. Para o dimensionamento do comprimento do parafuso, deve-se trabalhar com "folga" para compensar as tolerâncias fabris (toleráveis deslocamentos nas chapas de ligação em função das execuções de soldagem na fabricação, espessura de pinturas ou galvanização, etc.) e executivas (tolerância em estruturas em concreto como desaprumos em pilares que receberão ligações mistas - insertos ou chumbadores.

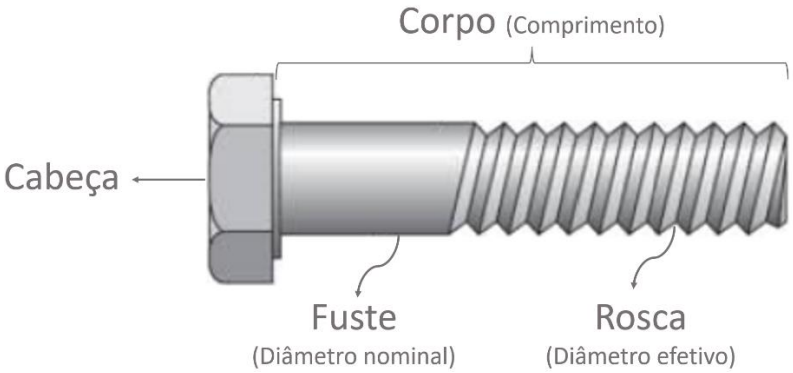


Figura 22 – Componentes do parafuso

Neste quesito, observa-se desvios significativos por comprimento inferior ao necessário para garantia de preenchimento total da porca, conforme item 6.7.2.2 da NBR 8800 [2]: "O comprimento do parafuso deve ser tal que, após a instalação, sua extremidade coincida com ou ultrapasse a face externa da porca". Contudo, como será visualizado na Figura 19, tem-se, em menor incidência, o desvio por não considerar corretamente o comprimento do fuste do parafuso, impossibilitando o seu aperto normal.



Figura 23 – Comprimento insuficiente de parafuso

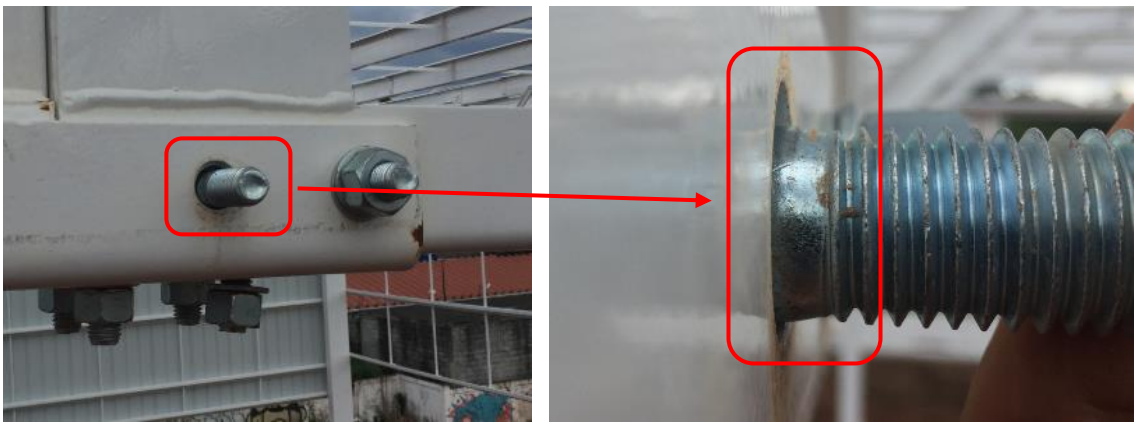


Figura 24 – Desvio na consideração do comprimento do fuste do parafuso

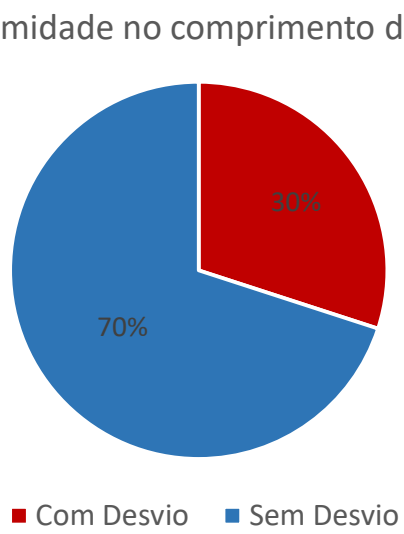


Gráfico 07 – Empreendimentos com e sem desvios – Não conformidade no comprimento do parafuso

3.7 Reutilização indevida de parafusos

A necessidade de reutilização de parafusos, em montagem de estruturas metálicas, não é comum. Em todos os empreendimentos inspecionados, este evento ocorreu uma única vez, na desmontagem e remontagem de 3 vigas de ponte rolante. A reutilização de parafusos é permitida, desde que respeitados alguns critérios, previsto na NBR 8800 [2], sendo:

- Parafusos A490 não podem ser reutilizados;
- Parafusos A325 galvanizados a fogo não podem ser reutilizados;
- Demais parafusos A325 podem ser reutilizados, desde que com aprovação do responsável técnico.

No caso da imagem abaixo, os parafusos já haviam sido retirados, antes da evidência de reutilização indevida, em função dos parafusos serem galvanizados a fogo. Contudo, optou-se pelo reporte deste desvio para compilação com os demais reportados anteriormente.



Figura 25 – Parafusos A325 galvanizados a fogo - reutilizados

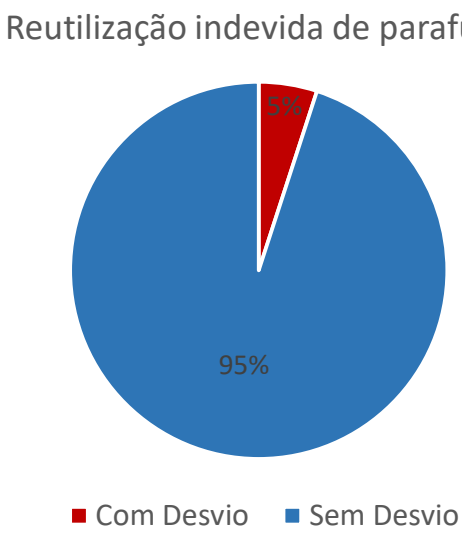


Gráfico 08– Empreendimentos com e sem desvios – Reutilização indevida de parafuso

A primeira constatação a ser explicitada é que em todos os empreendimentos foram observados algum tipo de desvios nas ligações principais.

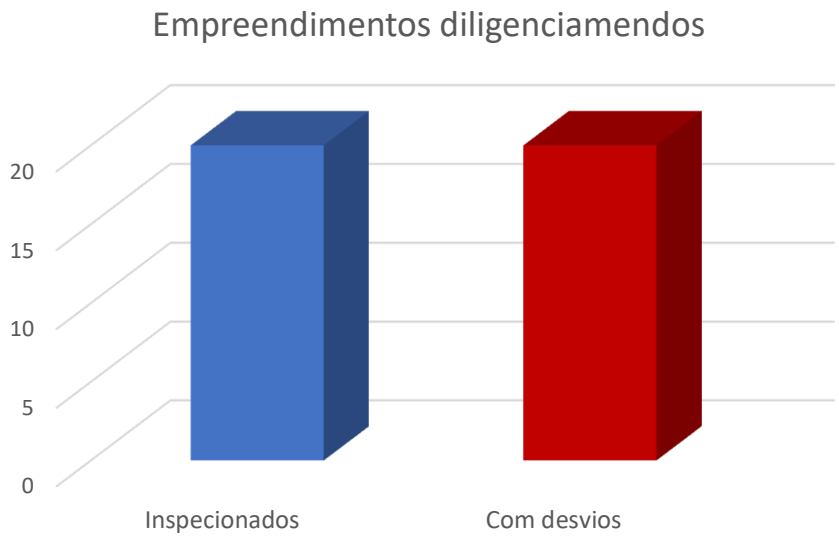


Gráfico 09 – Total de empreendimentos inspecionados e total com desvios

Por tipologia e quantidade, da maior para menor incidência, constatou-se nesta gama de empreendimentos o seguinte:

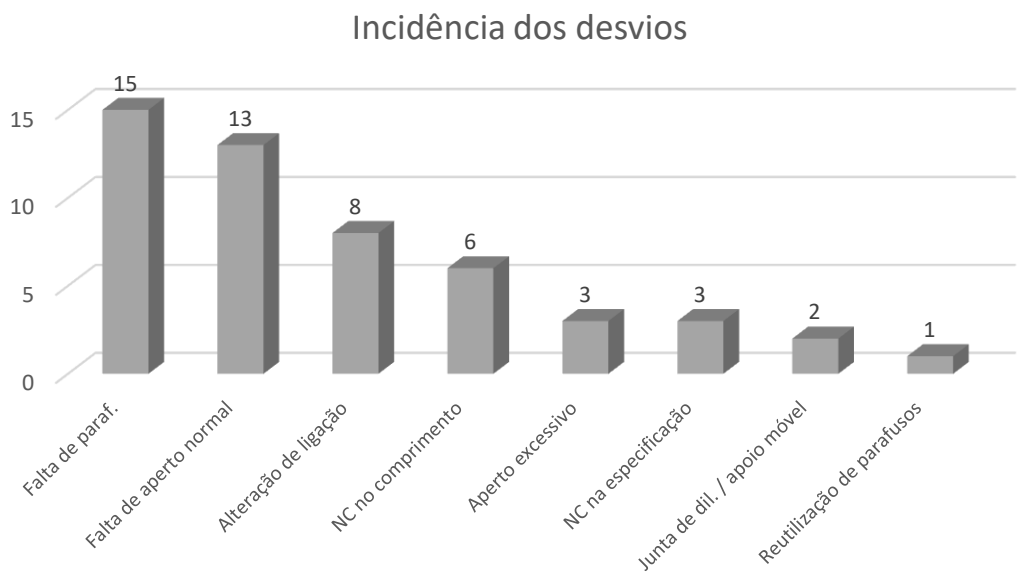


Gráfico 10 – Incidência dos desvios

Faz-se duas observações em relação à incidência de desvios mostrada no gráfico, acima. Nos 20 empreendimentos verificados, haviam duas ligações tipo: junta de dilatação. Em ambas as ligações identificou-se desvio executivo em desacordo com o especificado nos projetos executivos de montagem.
Também, na gama total de montagens verificadas, em apenas uma obra ocorreu a necessidade de desmontagem e remontagem, na qual procedeu-se com a reutilização indevida de parafusos A325 galvanizados a fogo e já protendidos, estando em desacordo com o recomendado no item 6.7.4.7 da NBR 8800 [2], “os parafusos A325 galvanizados não podem ser reutilizados”.

Em relação à tipologia do empreendimento (utilização), dividido em: Grupo 1 – Galpões Logísticos; Grupo 2 – Indústrias e Grupo 3 – Empreendimentos comerciais, foi identificada significativa maior incidência nos empreendimentos industriais, sendo justamente aqueles compostos por estruturas que requerem maior controle na execução/montagem face às estruturas como: *pipe racks*, pontes rolantes, etc.

Conforme gráfico a seguir, praticamente 50% dos desvios estão concentrados em 35% dos empreendimentos, que correspondem aos empreendimentos industriais.

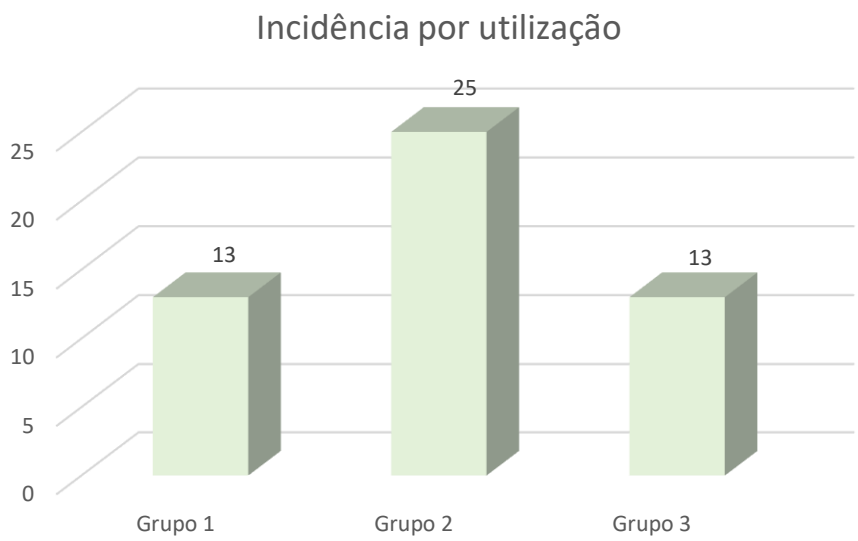


Gráfico 11 – Incidência dos desvios por tipologia (utilização) do empreendimento.

Outra constatação que se faz necessária salientar é que nos empreendimentos industriais (Grupo 2) foram constatados todos os tipos de desvios.

4 CONCLUSÃO

A opção pela utilização de ligações parafusadas na montagem de estruturas metálicas se justifica por vários fatores. Conforme citado em Bellei [3], uma das principais vantagens é a não necessidade de especialização e/ou qualificação dos executores, diferentemente do que ocorre em ligações soldadas. Contudo, observa-se a necessidade de atenção à orientação e verificação dessas execuções. Comprova-se necessário que o engenheiro residente (engenheiro de montagem) deve proceder com a verificação prévia dos acessórios em obra, ou seja, constatar que os parafusos necessários para aquela montagem estão em obra, além de orientar os montadores sobre a execução e, posteriormente, proceder com a verificação/inspeção pós montagem. Caso seja observado desvio fabril que impeça a execução da montagem parafusada, o responsável técnico (engenheiro projetista/calculista) deve ser imediatamente informado para que auxilie ou determine a solução executiva, com posterior revisão de projeto executivo.

O fato de ser observado que em todos os empreendimentos inspecionados detectou-se algum tipo de desvio executivo nas ligações parafusadas não significa, em hipótese alguma, inviabilidade executiva por esta opção. Conforme citado em Denipotti [1], observam-se desvios diversos em quesitos diversos na montagem de estruturas metálicas, incluindo ligações soldadas. O exposto neste trabalho não configura inviabilidade deste tipo ligação, pelo contrário, corrobora que toda a montagem das estruturas metálicas deve ser acompanhada por profissional qualificado ou inspecionada por empresas especializadas.

Outro fator constatado que requer especial relevância é a constatação de maior incidência de desvios em estruturas industriais. Esta constatação não pode ser, equivocamente, utilizada para orientar que montagem de estruturas industriais requerem maior rigor na inspeção/verificação em relação a empreendimentos comerciais e/ou galpões logísticos. Todos os trabalhos executivos devem ser inspecionados e/ou verificados/inspecionados por profissional qualificado.

Agradecimentos

Agradeço a todos os meus clientes que me proporcionam o prazer de fazer o que eu gosto e ainda me remuneram. Agradeço aos meus colaboradores, aos meus parceiros, mas em especial aos montadores e ajudantes de montagem de estruturas metálicas que sempre me tratam com muito respeito, além de me proporcionarem infindável aprendizado. E por fim, agradeço à minha família (filhas e esposa).

REFERÊNCIAS

1 Denipotti, Guido José. ABORDAGEM DOS PRINCIPAIS DESVIOS EXECUTIVOS NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS. São Paulo: ABCEM, 2019.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro; 2008.

3 Bellei, Ildony Hélio. EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM AÇO (6ª edição). São Paulo: Pini, 2010

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

AFERIÇÃO DE MODELOS ANALÍTICOS PARA PILARES MISTOS TUBULARES DE AÇO PREENCHIDOS DE CONCRETO POR MEIO DE ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS

Leonardo André Rossato[1]
Carlos Humberto Martins[2]
Alexandre Rossi[3]
Adriano Silva de Carvalho[4]
Hermano Sousa Cardoso[5]

Resumo

Este trabalho tem como objetivo aferir a precisão de modelos analíticos para prever o comportamento de pilares mistos tubulares de aço preenchidos de concreto (PMPC), utilizando análise em elementos finitos. A metodologia envolveu a modelagem de pilares com diferentes configurações, e a comparação dos resultados obtidos com os dados experimentais disponíveis na literatura. Foram avaliados vários parâmetros, como a capacidade de carga, fator de confinamento e o índice de esbeltez relativa. Os resultados obtidos via modelagem numérica foram concordantes com os resultados experimentais. As conclusões apontam para a validade e eficácia da metodologia utilizada, bem como para a importância de aferir modelos analíticos para prever o comportamento de estruturas complexas, como pilares mistos tubulares de aço preenchidas com concreto.

Palavras-chave: PMPC; Elementos Finitos; Modelo Analítico; Modelo Numérico.

Evaluation of Analytical Models for Concrete-Filled Steel Tubular Columns through Finite Element Analysis

Abstract

This work aimed to evaluate the accuracy of analytical models to predict the behavior of concrete-filled steel tubular (CFST) columns using finite element analysis. The methodology involved the modeling of columns with different configurations, and the comparison of the results obtained with experimental data available in the literature. Several characteristics were evaluated, such as the load capacity, confinement factor and relative slenderness. The results obtained via numerical modeling were consistent with the experimental results. The conclusions point to the validity and effectiveness of the methodology used, as well as the importance to evaluate analytical models to predict the behavior of complex structures such as CFST columns.

Keywords: CFST; Finite elements; Analytical Model; Numerical Model.

[1] Engenharia Civil, mestrado, discente, PCV, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, Brasil.
[2] Engenharia Civil, doutorado, docente, PCV, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, Brasil.
[3] Engenharia Civil, doutorado, docente, PPGEC, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil.
[4] Engenharia Civil, mestrado, discente, PCV, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, Brasil.
[5] Engenharia Civil, doutorado, pesquisador, Global R&D, ArcelorMittal, Polo Industrial Tubarão, Serra, Brasil

LISTA DE SÍMBOLOS

B	Largura da seção
$d_{máx}$	Diâmetro máximo do agregado
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_u	Resistência última do aço
t	Espessura do tubo
$\mathrm{A_s}$	Área da seção de aço
$\mathrm{A_c}$	Área da seção de concreto
$\mathrm{A_g}$	Área da seção bruta
C_3	Coeficiente para rigidez efetiva do PMPC
D	Diâmetro da seção
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do concreto
$(\mathrm{EI})_\mathrm{e}$	Rigidez equivalente da seção composta
G_F	Energia de fratura
I_s	Momento de inércia da seção de aço
I_c	Momento de inércia da seção de concreto
K_c	Fator de forma para o CDP
L_e	Comprimento efetivo
N	Força axial resistente
$\mathrm{N_P}$	Capacidade resistente da seção
$\mathrm{N_y}$	Resistência axial ao escoamento da seção
$\mathrm{N_{cr}}$	Força crítica de flambagem
α	Fator de forma do pilar preenchido
ϵ	Excentricidade
ε	Deformação
ε_{c0}	Deformação do concreto não confinado
ε_{cc}	Deformação do concreto confinado
ε_p	Deformação plástica do aço
ε_u	Deformação última do aço
η_s	Fator de contribuição do aço
η_c	Fator de confinamento do concreto
λ_0	Índice de esbeltez reduzido
λ	Índice de esbeltez relativa
λ_P	Limite de esbeltez para seção compacta
λ_r	Limite de esbeltez para seção não compacta
μ	Parâmetro de viscosidade
ξ	Fator de confinamento
σ_b	Tensão de escoamento compressiva biaxial do concreto
σ_c	Tensão de escoamento compressiva uniaxial do concreto
χ	Fator de redução da resistência axial
ψ	Ângulo de dilatação do concreto

1 INTRODUÇÃO

Um dos avanços recentes em estruturas diz respeito ao uso de sistemas mistos de aço e concreto. Esta abordagem tem apresentado desafios devido à interação complexa entre os materiais. Aferir a eficácia de modelos analíticos é essencial para garantir a segurança e o desempenho adequado de estruturas de engenharia complexas, como Pilares Mistos Preenchidos de Concreto (PMPC).

Diversos estudos que abordam aspectos como o comportamento mecânico, a estabilidade, a resistência ao fogo e aos sismos de estruturas mistas de aço e concreto são encontradas na literatura [1]. Além disso, as pesquisas também têm se concentrado na otimização de projetos, visando a redução de custos, aumento da eficiência estrutural e a sustentabilidade [2].

Outro aspecto relevante é o desenvolvimento de técnicas avançadas de análise estrutural, como a análise não-linear e otimização estrutural, que permitem uma avaliação mais precisa do comportamento das estruturas mistas [1].

Segundo Elyoussef *et al.* [3], pilares mistos são amplamente empregados em diversas aplicações, especialmente em grandes edifícios e obras de arte (Figura 2). Eles também podem ser utilizados em estruturas resistentes a sismos, estruturas de pontes sujeitas a impactos do tráfego, e como estacas [1].

Nesse sentido, os pilares de perfil tubular preenchidos de concreto (Figura 1), conhecidos também como *concrete-filled steel tubular* (CFST), são estruturas que apresentam alta resistência mecânica em comparação a estruturas de aço ou simplesmente de concreto isolado, boa ductilidade e durabilidade, alta resistência ao fogo [2].

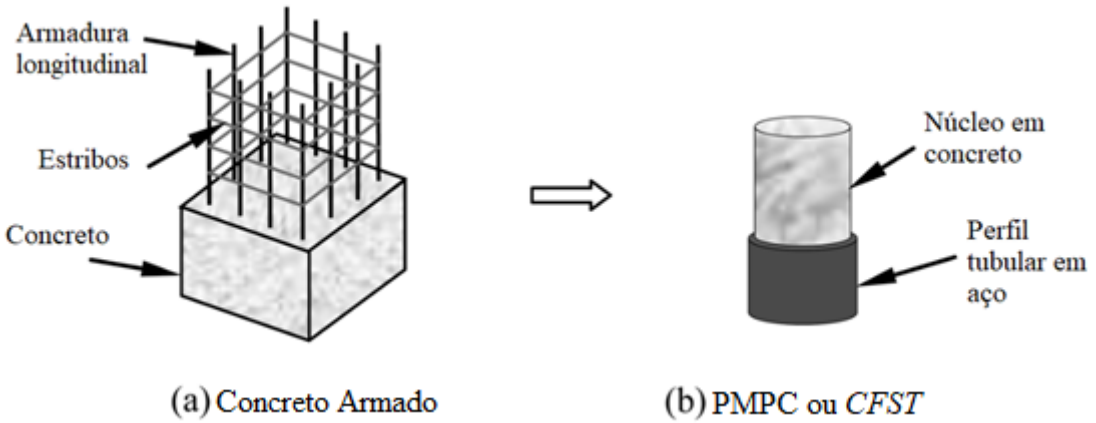


Figura 1 – Aspecto de um pilar de perfil tubular [2]

Do ponto de vista prático, os pilares PMPC dispensam o uso de fôrmas e cimbramento, resultando em economia de material e mão-de-obra, agilidade e sustentabilidade para a construção. Conforme explicam Han *et al.* [4], os pilares PMPC apresentam uma cura mais rápida para o concreto.

Além da cura, os fenômenos da retração e a fluência do concreto também são reduzidas nesse sistema estrutural em comparação ao concreto armado porque o perfil de aço dificulta a perda de água no concreto. A espessura do tubo de aço também pode ser reduzida, conferindo economia e praticidade. Adicionalmente, a área da seção transversal de pilares PMPC é menor

comparada a pilares de concreto armado, possibilitando maior área útil para a edificação e estética mais agradável.
Ainda em comparação ao concreto armado, pilares PMPC possuem menores dimensões, consequentemente são mais leves, e dessa maneira, o custo da fundação é reduzido. Com a redução do consumo dos materiais, esse sistema se mostra uma opção mais sustentável.

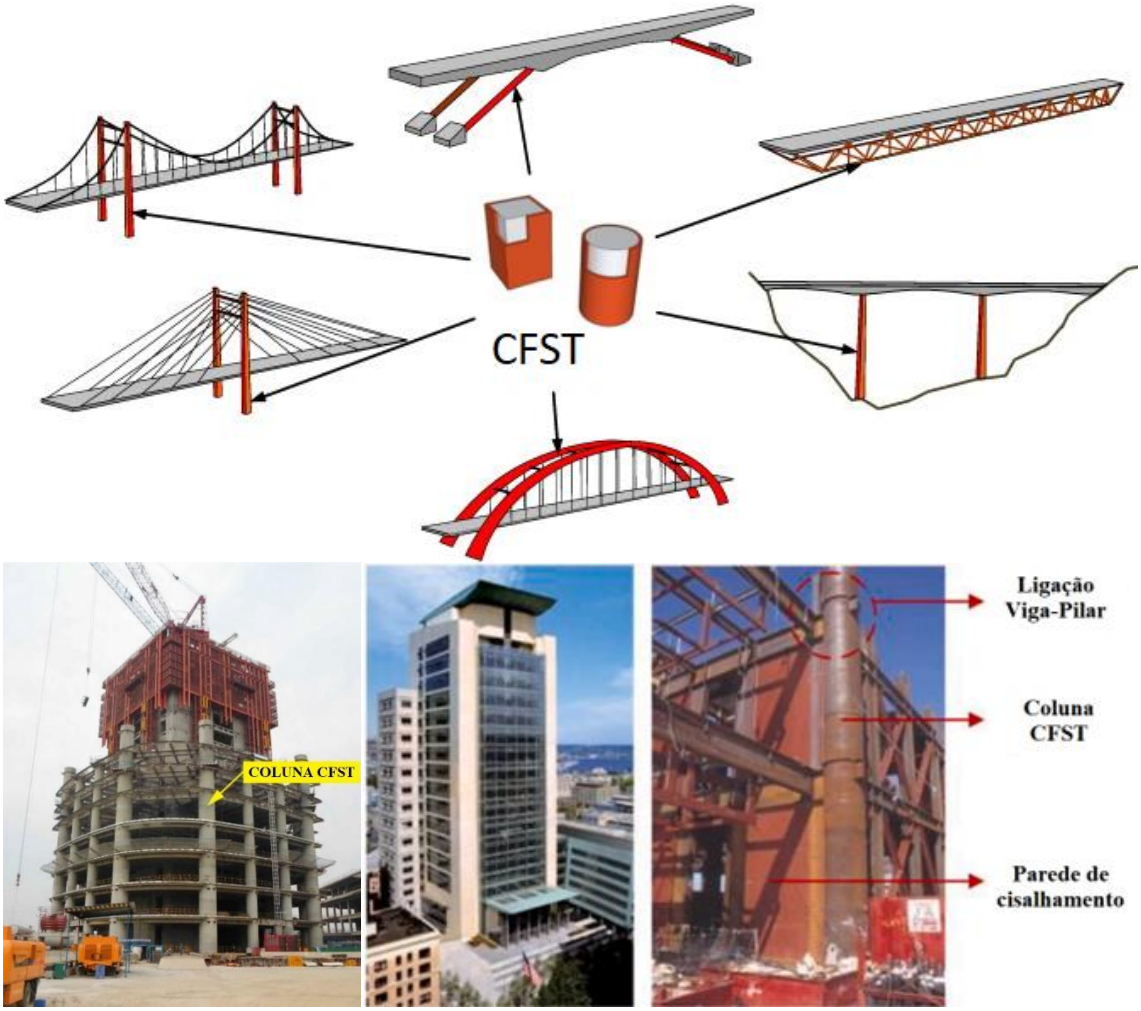


Figura 2 – Utilização de PMPC (CFST) em obras de arte e edifícios [4–6]

O PMPC também corresponde muito bem às altas cargas de compressão axial conforme apresentado na Figura 3, se apresentando como uma solução bastante adequada para pilares muito solicitadas a esses esforços. O tubo de aço nesse sistema fornece confinamento ao núcleo de concreto, enquanto o preenchimento de concreto reduz a flambagem local desses tubos. No regime elástico inicial, a deformação do concreto é relativamente pequena, provocando uma baixa pressão de confinamento [7].
A contribuição do concreto no enrijecimento à flexão próximo ao eixo neutro é insignificante, bem como à torção. Dessa maneira, é consenso que para maximizar a relação força-peso, o núcleo de concreto pode ser substituído por um tubo de aço interno [8].

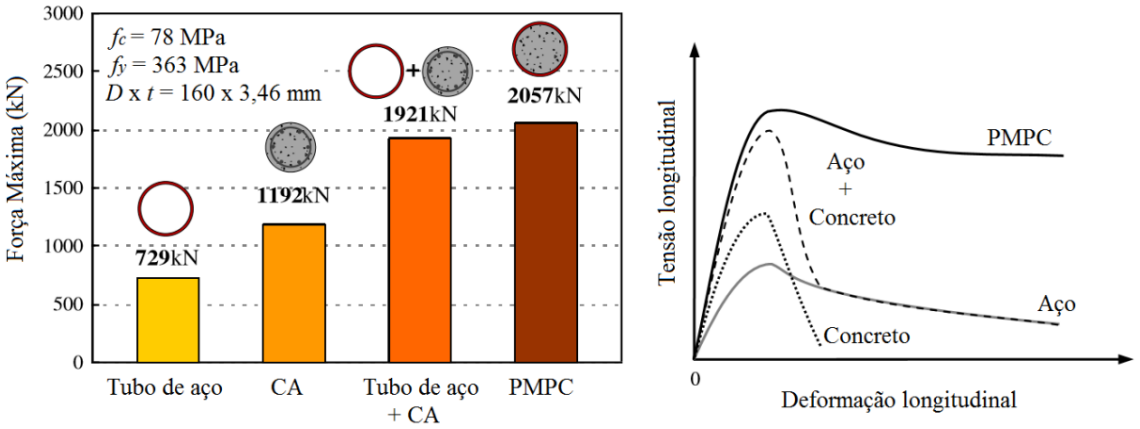


Figura 3 – Comparação em termos de carga e deformação axial [4]

Segundo Rodrigues *et al.* [9], este sistema estrutural é amplamente utilizado em países asiáticos, com sua utilização, a coluna ganha vantagens adicionais referentes à estética, resistência à corrosão e a durabilidade. No entanto, ainda existem desafios a serem superados, como a necessidade de uma maior integração entre os diferentes materiais utilizados.

A problemática observada para o estudo é o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos de concreto convencional e de alto desempenho (CAD), confinado por tubos de aço carbono, submetidos a carga concêntrica.

Para tanto, ensaios realizados com colunas curtas de seção circular submetidas a compressão simples são experimentos usualmente empregados por pesquisadores da área. A fim de validar resultados de análise numérica não linear por meio do programa de elementos finitos torna-se interessante a experimentação do modelo. Outros autores também abordam o problema de modelagem de PMPC (Figura 4), como [3,10,11], entre outros.

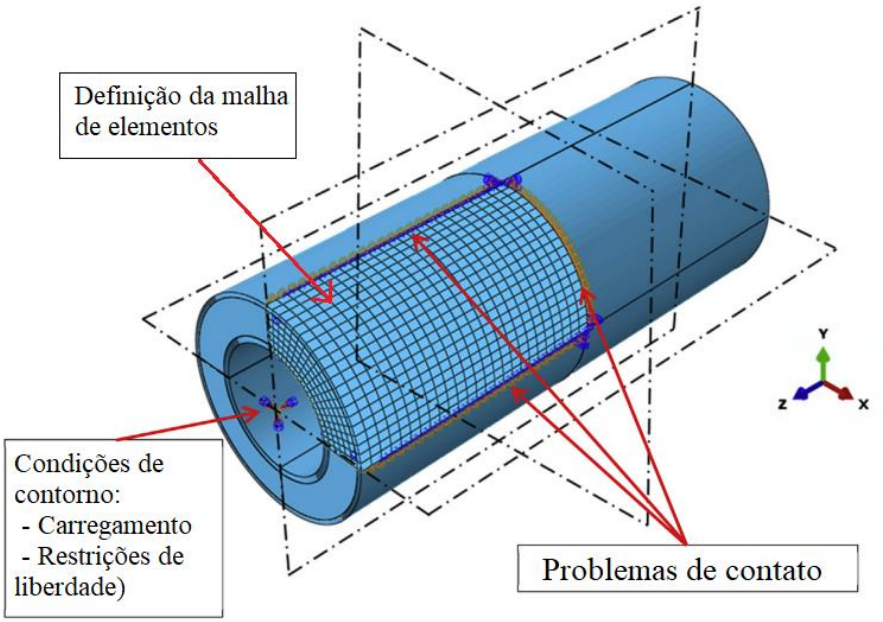


Figura 4 – Modelagem numérica de PMPC [10]

Silva Vellasco *et al.* [12] explicam que em uma modelagem numérica de estruturas de aço ou mista, um dos principais objetivos consiste em, após a devida calibração do modelo, expandir o banco de dados referente a um determinado comportamento estrutural. Por meio de uma análise paramétrica, reduz-se substancialmente o tempo e o custo de solução quando comparados com ensaios de laboratório convencionais.
Nesse sentido, esta pesquisa irá gerar novos dados sobre o comportamento mecânico de elementos mistos em análises numéricas, fornecendo assim, informações valiosas para pesquisas futuras e à indústria relacionada às estruturas mistas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Segundo Santini e Ramires [13], um problema geral na validação e verificação de diversos estudos analíticos e numéricos acerca de pilares mistos tubulares é de que a gama de experimentos disponíveis na literatura não é padronizada e unificada devido a cada estudo amplificar informações em relação ao parâmetro de interesse do estudo particular. Este estudo busca delimitar os modelos submetidos exclusivamente a compressão axial.
A metodologia envolve o uso de *software* de análise de elementos finitos para modelar e analisar o comportamento de um pilar preenchido submetido a carga concêntrica. O procedimento metodológico é descrito no fluxograma da Figura 5.

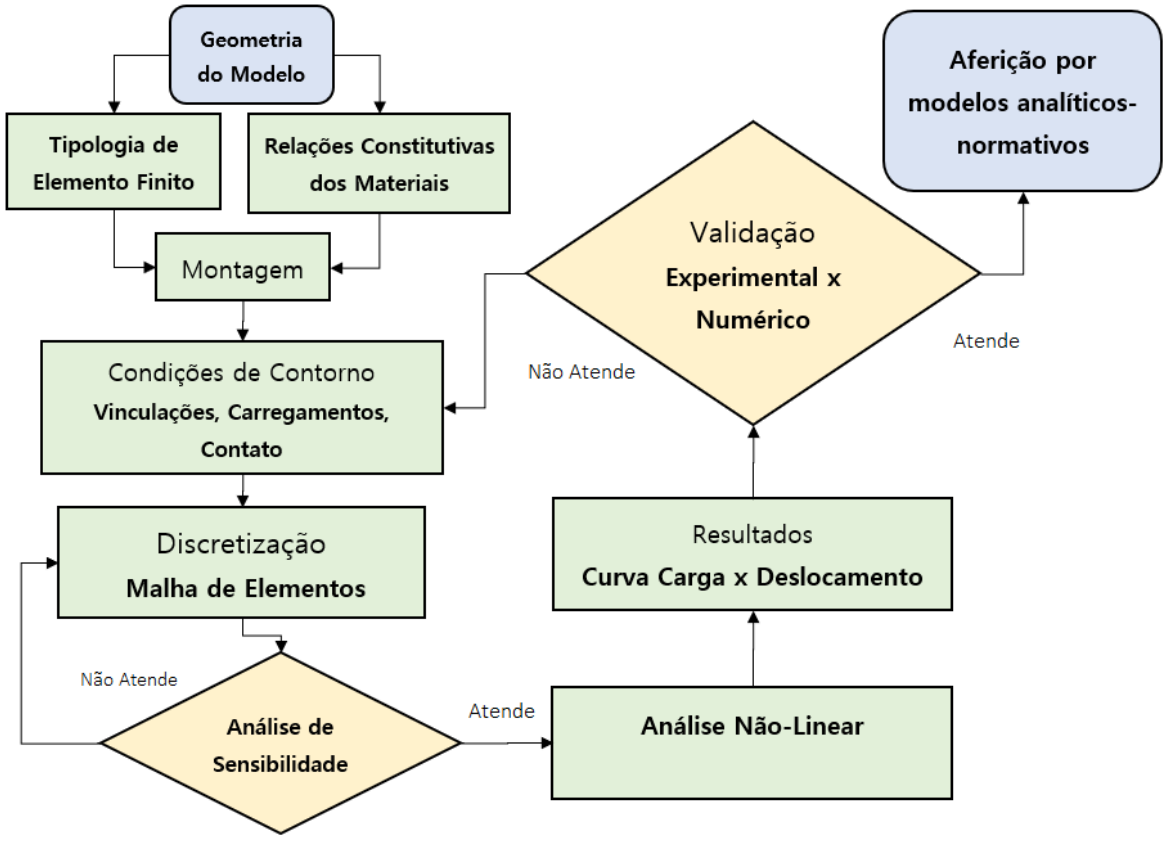


Figura 5 – Fluxograma para modelagem numérica

A pesquisa foi realizada em um computador com processador Intel Core I7 2,5 GHz e 16 GB de memória RAM, proveniente do laboratório P02 da Universidade Estadual de Maringá. Para a análise de elementos finitos, foi adotado o *software* Abaqus, um programa comercial de simulação numérica que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para resolver problemas complexos de engenharia, como a análise estrutural.

2.1 Procedimentos normativos

A aplicação das estruturas mistas é apoiada por várias instituições bem conhecidas, como *American Institute Steel Construction* (AISC) [14], *British Standards Institution* (BS/EN) [15], *China National Standards* (GB) [16], e a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR) [17]. Na sequência, são apresentadas as principais instruções normativas e recomendações de cálculo para estruturas mistas tubulares preenchidas de concreto sob cargas axiais na Tabela 1.

Tabela 1 – Procedimentos normativos para pilares mistos preenchidos sob cargas axiais

AISC 360 (2016) [14]	$$N_{AISC} = \begin{cases} N \cdot \left(0{,}658^{\frac{N}{N_{cr}}}\right); \frac{N}{N_{cr}} \leq 2{,}25 \\ 0{,}877 \cdot N_{cr}\,; \frac{N}{N_{cr}} > 2{,}25 \end{cases}$$ $$N = \begin{cases} N_P\,;\ \lambda < \lambda_P \\ N_P - \left(\frac{\lambda - \lambda_P}{\lambda_r - \lambda_P}\right)^2 \cdot (N_P - N_y)\,;\ \lambda_P \leq \lambda < \lambda_r \\ N_y\,;\ \lambda \geq \lambda_r \end{cases}$$ $$N_P = A_s \cdot f_y + \alpha \cdot A_c \cdot f_{ck}$$ $$N_y = A_s \cdot f_{cr} + 0{,}7 \cdot A_c \cdot f_c\,;\ f_{cr} = \begin{cases} \frac{9 \cdot E_s}{(\lambda)^2} \rightarrow \textit{seção retangular} \\ \frac{0{,}72 \cdot f_y}{\left[\frac{D}{t} \cdot \frac{f_y}{E_s}\right]^{0{,}2}} \rightarrow \textit{seção circular} \end{cases}$$ $$\begin{cases} \lambda = \frac{b}{t}\,;\ \lambda_P \leq 2{,}26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}\,;\ \lambda_r \geq 3{,}0 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \rightarrow \textit{seção retangular} \\ \lambda = \frac{D}{t}\,;\ \lambda_P \leq 0{,}15 \cdot \frac{E_s}{f_y}\,;\ \lambda_r \geq 0{,}19 \cdot \frac{E_s}{f_y} \rightarrow \textit{seção circular} \end{cases}$$ $$(EI)_e = E_s \cdot I_s + C_3 \cdot E_c \cdot I_c$$ $$C_3 = 0{,}45 + 3 \cdot \left(\frac{A_s}{A_g}\right) \leq 0{,}9$$
EUROCODE 4 (2004) [15]	$$N_{EC4} = \eta_s \cdot A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 + \eta_c \frac{t}{D} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}}\right)$$ $$\eta_s = 0{,}25 \cdot (3 + 2 \cdot \lambda_0) \leq 1$$ $$\eta_c = 4{,}9 - 18{,}5 \cdot \lambda_0 + 17 \cdot {\lambda_0}^2 \geq 0$$ $$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_p}{N_{cr}}}$$ $$N_p = A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck}$$

	$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(L_e)^2}$$ $$(EI)_e = E_s \cdot I_s + 0{,}6 \cdot E_{cm} \cdot I_c$$
GB 50936 (2014) [16]	$$N_{GB} = (1{,}212 + B \cdot \xi + C \cdot \xi^2) \cdot (A_s + A_c) \cdot f_{ck}$$ $$retangular \rightarrow B = \frac{0{,}1381 \cdot f_y}{235} + 0{,}7646$$ $$C = \frac{-0{,}0727 \cdot f_{ck}}{20} + 0{,}0216$$ $$circular \rightarrow B = \frac{0{,}176 \cdot f_y}{213} + 0{,}974$$ $$C = \frac{-0{,}104 \cdot f_{ck}}{14.4} + 0{,}031$$
NBR 8800 (2008) [17]	$$N_{NBR} = \chi \cdot N_p$$ $$\lambda_0 \leq 1{,}5 \rightarrow \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$$ $$\lambda_0 > 1{,}5 \rightarrow \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}$$ $$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_p}{N_{cr}}} \leq 2{,}0$$ $$N_P = A_s \cdot f_y + \alpha \cdot A_c \cdot f_{ck}$$ $$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(L_e)^2}$$

2.2 O modelo numérico

2.2.1 Relações Constitutivas

O modelo de Dano-Plástico do Concreto (CDP), que é baseado no critério de Drucker-Prager, é adotado. Elementos sólidos C3D8R (oito nós e três graus de liberdade por nó com integração reduzida) foram utilizados para o aço e o concreto. A literatura existente fornece parâmetros apropriados para modelar o concreto estrutural usando o *software* Abaqus.

Os parâmetros do modelo CDP usados neste estudo incluem o ângulo de dilatação do material (ψ), a excentricidade (ϵ), a relação das tensões de escoamento compressivas biaxial para uniaxial (σ_b/σ_c), a relação da segunda tensão invariante no meridiano de tração para aquela no meridiano de compressão (K_c) e o parâmetro de viscosidade (μ).

Também é necessário assumir comportamentos de compressão e tração uniaxiais, existem discrepâncias significativas entre os valores encontrados para essas quantidades na literatura, no entanto valores padrão para os parâmetros são apresentados na Tabela 2 [18].

Tabela 2 – Valores padrão dos parâmetros do CDP [18]

ψ	ϵ	σ_b/σ_c	K_c	μ
10º - 56º	0,1	1,16	0,667	0,0001

A relação tensão-deformação para o concreto preenchido é dada por Tao *et al.* [19] por meio das Equações 1 a 6:

$$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{A \cdot X + B \cdot X^2}{1 + (A-2) \cdot X + (B+1) \cdot X^2}\ ;\ (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{c0}) \quad (1)$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}}; A = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{c0}}{f_c}; B = \frac{(A-1)^2}{0{,}55}; \varepsilon_{c0} = 0{,}00076 + \sqrt{(0{,}626 \cdot f_c - 4{,}33) \cdot 10^{-7}} \quad (2)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = \varepsilon^k; k = (2{,}9224 - 0{,}00367 \cdot f_c) \cdot \left(\frac{f_B}{f_c}\right)^{0{,}3124 + 0{,}002 \cdot f_c} \quad (3)$$

$$\begin{cases} f_B = \dfrac{0{,}25 \cdot (1 + 0{,}027 \cdot f_y) \cdot e^{-\frac{0{,}02 \cdot \sqrt{B^2 + D^2}}{t}}}{1 + 1{,}6 \cdot e^{-10} \cdot f_c^{4{,}8}} \rightarrow \text{seção retangular} \\ f_B = \dfrac{(1 + 0{,}027 \cdot f_y) \cdot e^{-\frac{0{,}02 \cdot D}{t}}}{1 + 1{,}6 \cdot e^{-10} \cdot f_c^{4{,}8}} \rightarrow \text{seção circular} \end{cases} \quad (4)$$

$$\sigma = f_r + (f_c - f_r) \cdot \exp\left[-\left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha}\right)^{\beta}\right];\ (\varepsilon \geq \varepsilon_{cc}) \quad (5)$$

$$\begin{cases} f_r = 0{,}1 \cdot f_c;\ \alpha = 0{,}005 + 0{,}075 \cdot \xi \rightarrow \text{seção retangular} \\ f_r = 0{,}1 \cdot \left(1 - e^{-1{,}38 \cdot \xi}\right) \cdot f_c \leq 0{,}25 \cdot f_c;\ \alpha = 0{,}04 - \dfrac{0{,}036}{1 + e^{6{,}08 \cdot \xi - 3{,}49}} \rightarrow \text{seção circular} \end{cases} \quad (6)$$

A curva descrita por meio das equações apresentadas é representada na Figura 6.

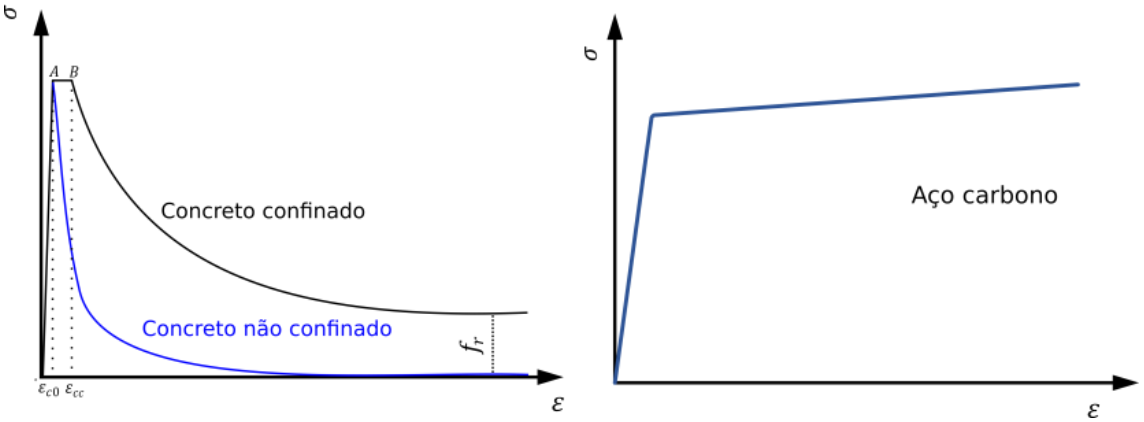


Figura 6 – Curva tensão-deformação para o concreto confinado e para o aço carbono [19]

Para o comportamento na tração do concreto, o conceito de energia de fratura (G_F) é empregado, sendo a formulação apresentada pela Equação 7.

$$G_F = \left(0{,}0469 \cdot d_{máx}^2 - 0{,}5 \cdot d_{máx} + 26\right) \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0{,}7} \quad (7)$$

Para o tubo de aço, diferentes relações tensão-deformação têm sido usadas por diferentes pesquisadores, incluindo modelo elástico-plástico perfeito e modelo elástico-plástico com endurecimento linear ou endurecimento multilinear. Em tensões de interesse estrutural geral (normalmente menos que 5%), o aço não apresenta encruamento significativo. Curvas muito próximas de carga axial (N) por deformação axial (ε) são obtidas usando diferentes modelos tensão-deformação para aço [19]. Portanto, o modelo elastoplástico com encruamento linear (Figura 6) é adotado, o modelo é descrito por meio das Equações 8, 9 e 10:

$$\sigma = \mathrm{E}_s \cdot \varepsilon;\ (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_p) \quad (8)$$

$$\sigma = f_y; (\varepsilon = \varepsilon_p) \quad (9)$$

$$\sigma = f_u; (\varepsilon = \varepsilon_u) \quad (10)$$

2.2.2 Discretização do elemento

Com base nos estudos de convergência de malha de Tao *et al.* [19], o tamanho do elemento na seção transversal foi escolhido como D/15 para uma coluna circular ou B/15 para uma coluna retangular, onde D e B são o diâmetro total do tubo circular e a largura total do tubo retangular, respectivamente. Dessa maneira, a malha selecionada para os exemplares contém um total de mais de 4000 elementos. A Figura 7 apresenta a malha de elementos.

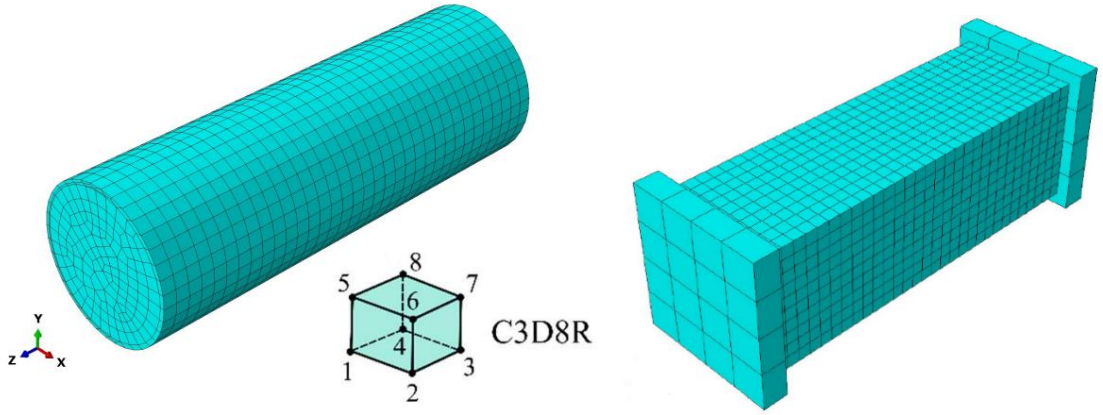


Figura 7 – Malha de elementos

2.2.3 Condições de contorno

As condições de contorno incluem condições de apoio, como fixas ou simplesmente apoiadas, e outras restrições relevantes, como atrito entre o tubo de aço e o concreto.

As imperfeições iniciais e as tensões residuais têm influência no comportamento de tubos de aço vazados, no entanto, para PMPC, os efeitos de imperfeições locais e tensões residuais são minimizadas pelo preenchimento de concreto. Dessa maneira, foram ignorados na simulação.

Utilizando as opções de interação (*interaction*) e restrição (*constraint*) disponível no *software* Abaqus, para a interação entre o tubo de aço e as condições de vinculação aplicadas, foi utilizado a ferramenta *coupling* que solidariza a superfície da seção a um ponto de aplicação. No geral, o contato superfície a superfície é utilizado para a simulação da interação do tubo de aço e do concreto. Pode ser definido um par de superfície de contato composto pela superfície interna do tubo de aço e a superfície externa do núcleo de concreto.

Para a interface pode ser especificado contato rígido na direção normal, e o contato tangente pode ser simulado pelo modelo de atrito de Coulomb. O comportamento do pilar não é sensível ao coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, uma vez que são carregados simultaneamente, há pouco ou nenhum deslizamento entre o tubo de aço e o concreto. Entretanto, os valores usuais recomendados na literatura variam entre 0,2 e 0,6 para o coeficiente de atrito.

2.3 Validação do modelo

Com base nos resultados dos experimentos de Oliveira *et al.* [20] e Han [21], foram validados os modelos numéricos. Os parâmetros analisados são apresentados na tabela 3. Foram consideradas as curvas de carga por deslocamento e capacidade resistente para validar o modelo numérico. Com os modelos numéricos validados por meio dos ensaios citados, foi possível analisar os resultados sob a ótica de procedimentos normativos e compará-los

Tabela 3 – Parâmetros analisados

Geometria	f_c (MPa)	f_y (MPa)	D/B (mm)	H (mm)	t (mm)	ξ	λ	N_{exp} (kN)
Circular – C1	58,7	287,3	114,3	342,9	3,35	0,63	34,1	952,0
Circular – C2	58,7	287,3	114,3	342,9	6,00	1,22	19,1	1329,1
Circular – C3	88,8	287,3	114,3	342,9	6,00	0,80	19,1	1496,0
Circular – C4	105,5	287,3	114,3	342,9	6,00	0,68	19,1	1683,4
Retangular – R1	50,7	228,0	100x100	300	2,86	0,70	35,0	780,0
Retangular – R2	50,7	228,0	90x70	270	2,86	0,93	24,5	565,0

*Não foram selecionados perfis que não atendem ao limite de $\mathbf{0,5} \leq \xi \leq \mathbf{2,0}$.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados mostram boa aproximação dos resultados experimentais, e comportamento pós-pico também semelhante. A Figura 8 apresenta os resultados das validações do modelo. As cargas mais altas alcançadas para as curvas experimentais R1 e R2 são indícios de que maiores resistências para o concreto foram obtidas nos ensaios de Han [21], uma vez que a resistência considerada para o modelo numérico foi a média de todos os protótipos ensaiados pelo autor.

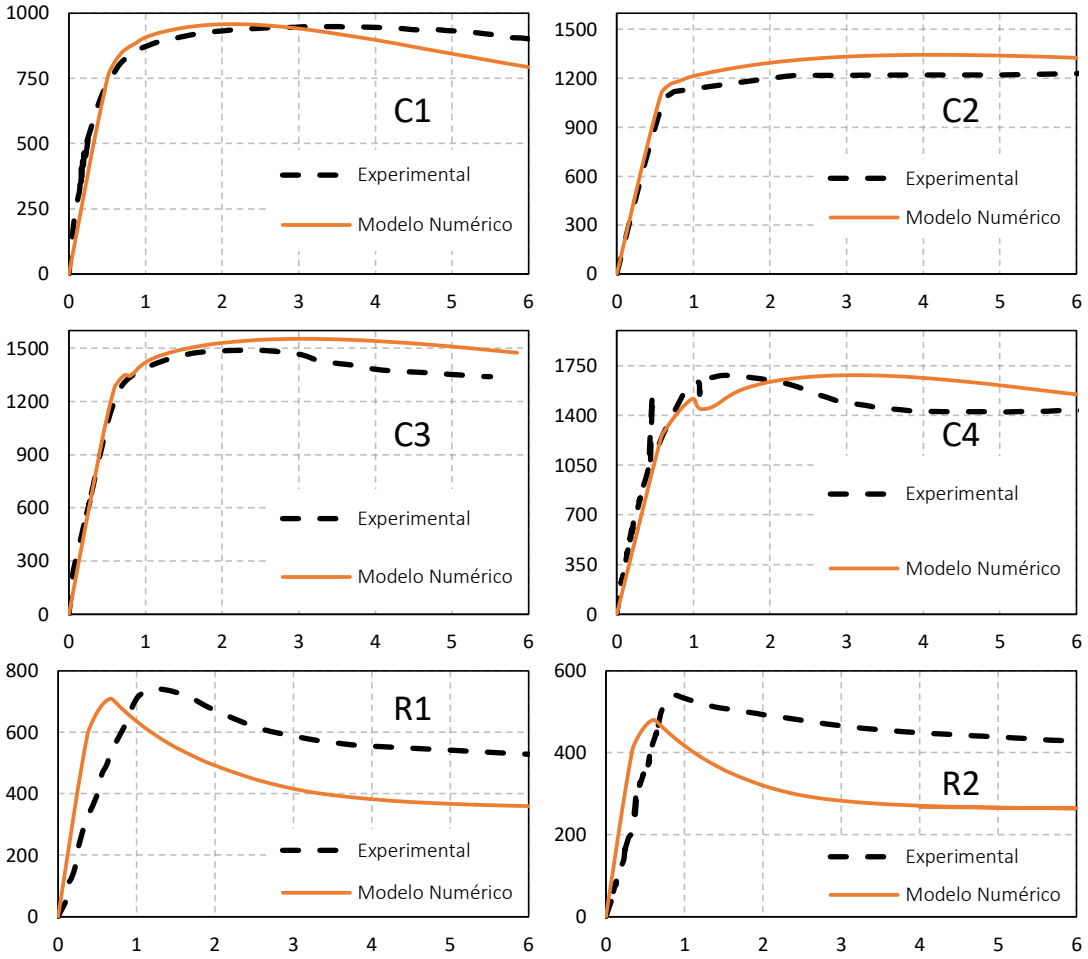


Figura 8 – Curvas carga axial (kN) por deslocamento (mm)

Os valores para os resultados numéricos e respectivos erros observados em relação aos procedimentos normativos são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados das simulações numéricas e erros observados

Geometria	N_{modelo} (kN)	Experimental	EC4	AISC 360	GB 50936	NBR 8800
C1	957,6	0,99	1,10	1,14	0,87	1,28
C2	1344,4	1,01	1,26	1,24	1,06	1,44
C3	1547,5	1,03	1,18	1,21	0,95	1,36
C4	1686,4	1,00	1,17	1,21	0,93	1,37
R1	713,19	0,91	1,01	1,12	0,97	1,26
R2	512,00	0,92	1,05	1,18	1,10	1,41

3.1 Fator de Confinamento

A discrepância do modelo numérico em relação a predição normativa foi ligeiramente maior para maiores fatores de confinamento, conforme é possível observar o gráfico da Figura 8. Em relação às seções circulares, que apresentam confinamento mais efetivo, os modelos normativos se mostram conservadores, estimando cargas últimas menores do que as observadas em ensaios experimentais, com exceção da norma chinesa que superestimou alguns resultados. Apesar das seções retangulares apresentarem confinamento menos efetivo, a tendência foi a mesma observada em seções circulares.

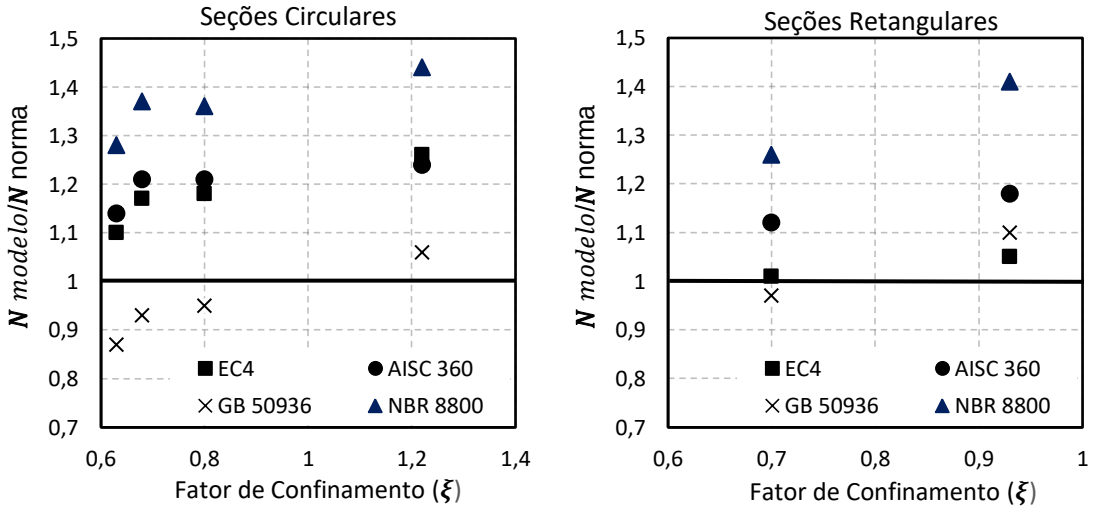


Figura 8 – Comparação dos desvios normativos em função do fator de confinamento

3.2 Esbeltez Relativa

Com relação ao índice de esbeltez relativa do pilar PMPC, as estimativas normativas concordaram melhor com o modelo numérico para maiores valores do índice conforme apresentado no gráfico da Figura 9. Valendo ressaltar que os modelos com menores índices de esbeltez são os que apresentaram maiores fatores de confinamento, corroborando o resultado do item anterior. Os resultados para ambas seções também concordaram.

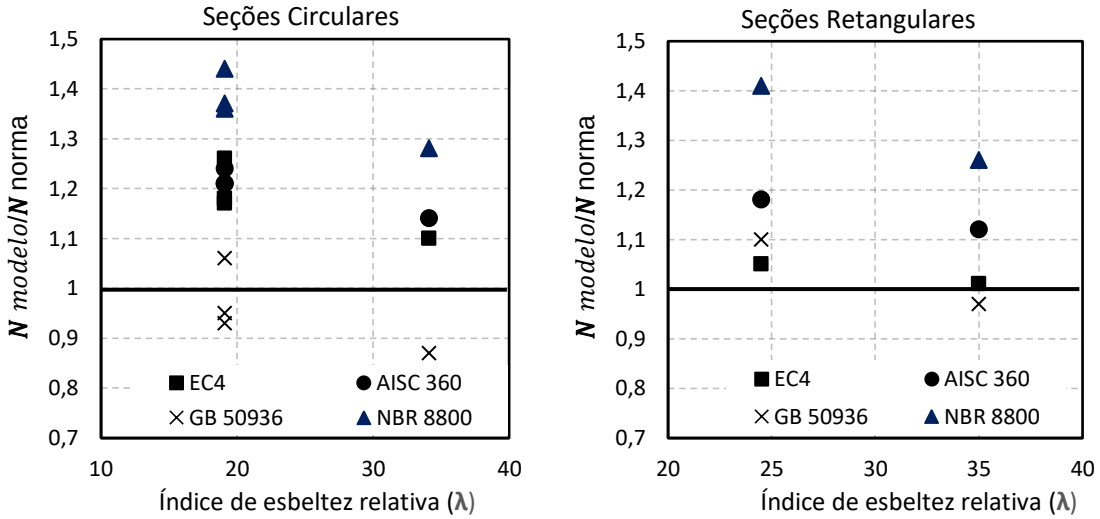


Figura 9 – Comparação dos desvios normativos em função do índice de esbeltez relativa

4 CONCLUSÃO

Um modelo de elementos finitos foi desenvolvido neste trabalho com o objetivo de avaliar o comportamento de pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à carga axial. Um modelo que considera o efeito do confinamento para o concreto foi adotado. Os resultados obtidos no estudo numérico apresentaram uma boa aproximação tanto para a capacidade resistente dos pilares quanto para o aspecto das curvas carga axial por deslocamento em relação a estudos experimentais encontrados na literatura. A metodologia empregada no desenvolvimento do modelo numérico, portanto, foi considerada adequada. O estudo não avaliou a esbeltez global dos pilares, isto é a relação do comprimento por diâmetro.

A aferição por meio de procedimentos normativos permitiu observar que os modelos analíticos são conservadores o suficiente por não capturar com precisão os ganhos de resistência do núcleo do concreto decorrentes do efeito do confinamento, exceto a norma chinesa que considera altos ganhos de resistência.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001 e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo incentivo na execução do projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS

1. Shanmugam NE, Lakshmi B. State of the art report on steel-concrete composite columns. J Constr Steel Res. 2001;57(10).

2. Han LH, Lam D, Nethercot DA. Design Guide for Concrete-Filled Double Skin Steel Tubular Structures. Design Guide for Concrete-Filled Double Skin Steel Tubular Structures. 2018.

3. Elyoussef M, Elgriw M, Abed F. FE parametric study of the compressive behavior of CFSTs. Em: 2019 8th International Conference on Modeling Simulation and Applied Optimization, ICMSAO 2019. 2019.

4. Han LH, Li W, Bjorhovde R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. J Constr Steel Res. 2014;100.

5. Zhao L, Cao W, Guo H, Zhao Y, Song Y, Yang Z. Experimental and numerical analysis of large-scale circular concrete-filled steel tubular columns with various constructural measures under high axial load ratios. Applied Sciences (Switzerland). 2018;8(10).

6. Li GC, Chen BW, Yang ZJ, Liu YP, Feng YH. Experimental and numerical behavior of eccentrically loaded square concrete-filled steel tubular long columns made of high-strength steel and concrete. Thin-Walled Structures. 2021;159.

7. Dabaon MA, El-Boghdadi MH, Hassanein MF. Experimental investigation on concrete-filled stainless steel stiffened tubular stub columns. Eng Struct. 2009;31(2).

8. Elchalakani M, Ayough P, Yang B. Single Skin and Double Skin Concrete Filled Tubular Structures: Analysis and Design: A volume in Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Single Skin and Double Skin Concrete Filled Tubular Members: Analysis and Design. 2021.

9. Rodrigues PF, da Vellasco PCGS, de Lima LRO, da Silva AT, Rodrigues MC, Sarmanho AMC. Experimental evaluation of composite tubular columns CFDST (Stainless steel-concrete-carbon steel). Em: Proceedings of the 9th International Conference on Advances in Steel Structures, ICASS 2018. 2020.

10. Wang F, Young B, Gardner L. Compressive testing and numerical modelling of concrete-filled double skin CHS with austenitic stainless steel outer tubes. Thin-Walled Structures. 2019;141.

11. İpek S, Güneyisi EM. Nonlinear finite element analysis of double skin composite columns subjected to axial loading. Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2020;20(1).

12. da Silva Vellasco PCG, de Lima LRO, de Andrade SAL, Vellasco MMBR, da Silva LAPS. Modelagem Numérica com o Método dos Elementos Finitos. Em: Modelagem de Estrutura de Aço e Mistas. 2014.

13. Santini ÂT, Ramires FB. Comportamento experimental de pilares mistos tubulares circulares submetidos a força axial excêntrica. Brazilian Journal of Development. 2021.

14. ACI committee: ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute. ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2019.

15. CEN. Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. 2004.

16. CABP. GB 50936-2014: technical code for concrete filled steel tubular structures. China, Architecture & Building Press (CABP), 2014 (Chinês).

17. ABNT NBR 8800. NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira De Normas Técnicas. 2008.

18. Silva LME, Christoforo AL, Carvalho RC. Calibration of concrete damaged plasticity model parameters for shear walls. Revista Materia. 2021;26(1).

19. Tao Z, Wang Z Bin, Yu Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. J Constr Steel Res. 2013;89.

20. Oliveira, WLAD. Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular (Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo). 2008.

21. Han, LH. Tests on stub columns of concrete-filled RHS sections. Journal of constructional steel research, 58(3), 353-372. 2002.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ESTUDO NUMÉRICO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO *MODIFIED-CLOTHOID-SHAPED* APLICADO EM PILARES MISTOS PREENCHIDOS COM CONCRETO

Ana Paula Moura[1]
Lucas Ribeiro dos Santos[2]
Hermes Carvalho[2]
Rodrigo Barreto Caldas[2]
Ariany Cardoso Pereira[3]

Resumo

O presente trabalho apresenta um estudo numérico para simular o comportamento do conector *Modified-Clothoid-Shaped* (MCL) utilizado como dispositivo de transferência de carga em pilares mistos preenchidos com concreto de seções circulares. As análises numéricas foram conduzidas por meio do software ABAQUS e calibradas com resultados experimentais presentes na literatura buscando simular o comportamento de conectores MCL aplicados a PMPC com tubos de aço esbeltos. Tal investigação permitiu ir além do que preconiza a norma brasileira, que limita às seções dos pilares mistos, em compactas. Observou-se que o conector MCL é um dispositivo com bom desempenho para transferência de carga em pilares mistos preenchidos por concreto e o modelo numérico apresentado pode ser utilizado para estudo e projeto dos dispositivos supracitados.

Palavras-chave: *Composite Dowels*; *Modified-Clothoid-Shaped*; Conectores de Cisalhamento, Pilares Mistos Preenchidos com Concreto.

NUMERICAL STUDY OF MODIFIED-CLOTHOID-SHAPED SHEAR CONNECTORS APPLIED IN MIXED PILLARS FILLED WITH CONCRETE

Abstract

The present work presents a numerical study to simulate the behavior of the Modified-Clothoid-Shaped (MCL) connector used as a load transfer device in composite columns filled with concrete with circular sections. Numerical analyzes were conducted using the ABAQUS software and calibrated with experimental results found in the literature, seeking to simulate the behavior of MCL connectors applied to PMPC with slender steel tubes. This investigation made it possible to go beyond what the Brazilian standard recommends, which limits composite column sections to compact ones. It was observed that the MCL connector is a device with good performance for load transfer in composite columns filled with concrete and the presented numerical model can be used for the study and design of the aforementioned devices.

Keywords: Composite Dowels; Modified-Clothoid-Shaped; Shear Connectors, Mixed Pillars Filled with Concrete.

[1] Bacharelado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa – UFV, Viçosa, Minas Gerais, Brasil. Pós-graduada em Engenharia de Estruturas e em Docência no Ensino Superior, Universidade Presidente Antônio Carlos – UNIPAC, Teófilo Otoni, Minas Gerais, Brasil.
[2] Doutorado em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Professor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
3 Mestre em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Doutoranda, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

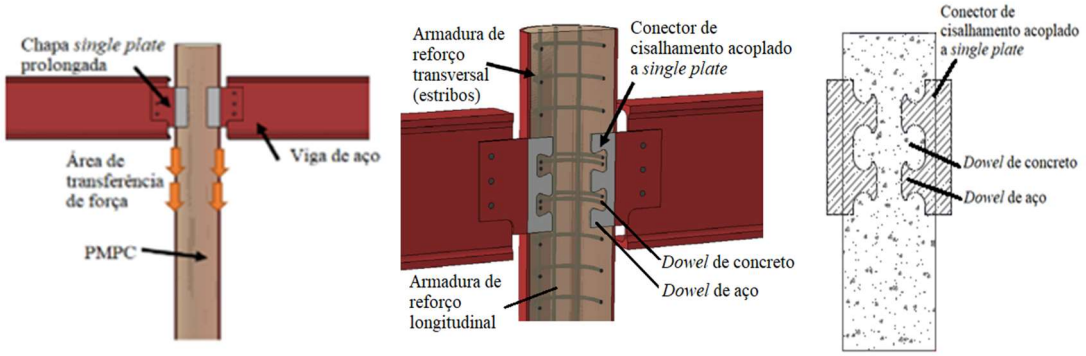
As estruturas mistas de aço e concreto, como os pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC), são amplamente utilizadas na construção de pontes e edifícios. Esses pilares apresentam várias vantagens, incluindo maior capacidade de carga sem aumento da seção transversal, devido ao confinamento do concreto pelo tubo de aço. Além disso, eles oferecem maior ductilidade, rigidez e menor peso próprio, resultando em menor deformação e vibração levando a melhor desempenho em carregamentos sísmicos. Comparados aos pilares de aço, eles são menos suscetíveis a instabilidades, devido à restrição do núcleo de concreto. Em comparação com pilares de concreto, eles dispensam o uso de formas durante a concretagem [1]-[6]. Embora apresente vantagens, a utilização dos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) no Brasil é limitada em comparação a outras soluções estruturais já consolidadas, como estruturas de aço, concreto armado e vigas e lajes mistas de aço e concreto. A viabilidade e competitividade do uso de PMPC estão relacionadas à interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, bem como à dificuldade de conexão com vigas. A ligação entre os materiais nos pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) é crucial para garantir o comportamento conjunto dos dois materiais. Sua função é evitar a separação dos materiais, transferir esforços de cisalhamento e limitar o deslizamento relativo. Pode ser feita por aderência natural ou conectores de cisalhamento, sendo que o aumento do deslizamento relativo na interface dos materiais pode romper a aderência, tornando necessário utilizar mecanismos de transferência de carga.

Em virtude da grande influência que a esbeltez local da seção transversal composta (λ) exerce sobre o comportamento dos PMPC's a norma americana AISC [7] classifica-os em esbeltos, semicompactos ou compactos, sendo λ igual a razão entre o diâmetro (ou lado, para seções retangulares) e a espessura do tubo. No Brasil, o dimensionamento das estruturas mistas é regulado pela norma ABNT NBR 8800:2008 [8], complementada pela ABNT NBR 16239:2013[9], que é específica para o projeto de edificações com perfis tubulares. Os dispositivos de cisalhamento cujo comportamento já foi amplamente estudado são os conectores *stud bolts* e aparafusados [10]-[15]. O Eurocode [16] recomenda o uso de chapa *single plate* com extensão para dentro do núcleo de concreto, permitindo a transferência da força de cisalhamento do perfil de aço para o núcleo de concreto na região de ligação (figura 1a) com mecanismo de transferência via contato direto da região frontal da chapa de ligação. Geralmente, os conectores são soldados ao elemento de aço antes da concretagem e, após a concretagem, o conector é envolto pelo concreto. No caso de ligações com conectores em PMPC, a seção transversal fechada dificulta a montagem interna dos conectores de cisalhamento, exigindo a criação de uma abertura nas paredes do tubo para soldagem das chapas.

Os *Composite Dowels* são uma variação dos conectores *single plate* cuja chapa de aço interna ao tubo possui dentes de aço e concreto chamados *de dowels*. Esses *dowels* são alternados ao longo do comprimento do conector, permitindo a interação entre as aberturas por tensões de contato. O uso está consolidado para vigas mistas, mas a aplicação pra pilares mistos é recente.

O mecanismo de conexão viga-pilar via chapa prolongada com *composite dowels* vem sendo estudado por pesquisadores da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Cardoso [17] realizou 20 ensaios de cisalhamento em PMPC de seções compactas circulares e quadradas empregando conectores Crestbond e *stud bolt*. Em sequência, Pereira [18] e Santos [19] ensaiaram 10 protótipos PMPC com seções esbeltas circulares com conectores Crestbond (CR), *Puzzle* (PZ) e *Modified-Clothoid-Shaped* (MCL). Tais estudos comprovaram a eficiência dos conectores *Composite Dowels* aplicados em PMPC. Esses conectores proporcionam uma transferência de força mais dúctil e resistente devido a presença dos *dowels* de concreto e de aço, bem como a possibilidade de encaixar armadura reforço dentro dos *dowels*

de concreto. Na figura 1b e 1c é ilustrado o uso da *single plate* em combinação com os conectores Crestbond e MCL, respectivamente.



(a) (b) (c)

Figura 1: Região de ligação em PMPC: (a) *single plate* prolongada e (b) *single plate* acoplada a conector Crestbond com armadura de reforço (c) *single plate* acoplada a conector MCL. Cardoso *et al.* [18] e Santos [17].

O objetivo deste trabalho é estudar o comportamento do conector *Composite Dowel* com geometria *Modified-Clothoid-Shaped* (MCL) em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) de seção transversal circular. A análise será realizada por meio de modelos numéricos validados com os modelos com resultados experimentais de Santos [19]. O estudo busca contribuir para o conhecimento sobre o uso do conector MCL como dispositivo de transferência de forças em pilares mistos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

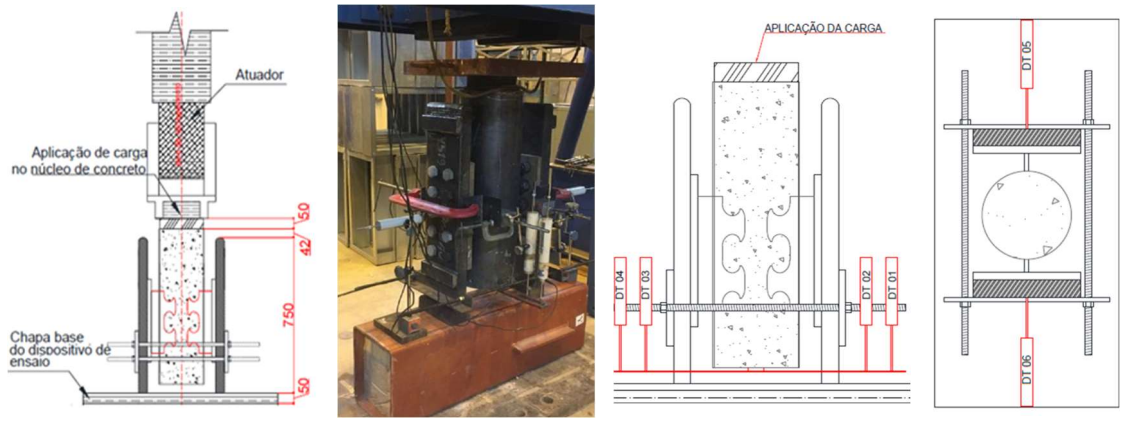
Nesta seção descreve-se a abordagem adotada para realizar uma análise numérica conduzida utilizando um software ABAQUS com base em modelos de elementos finitos e validada com estudo experimental realizado por Santos [19] sobre conectores MCL aplicados em PMPC. A comparação entre os resultados experimentais e numéricos permitiu validar o modelo utilizado na análise e verificar o comportamento dos conectores MCL.

2.1 Programa experimental de Santos [17]

No ensaio realizado por Santos [19] foram utilizados os seguintes materiais: aço para confecção do tubo e do conector de cisalhamento e concreto para preenchimento dos pilares mistos. O tubo de aço foi fabricado com aço SAE J403 1010, com resistência ao escoamento de 350,59 MPa, seção transversal circular de 230x1,50mm, índice de esbeltez de 173 e altura de 750mm. O conector de cisalhamento foi fabricado a partir do corte de chapas de aço ASTM A1018, com resistência ao escoamento de 290,09 MPa, espessura nominal de 12,5mm e 2 dowels de aço. O concreto utilizado apresenta resistência média à compressão (f_{cm}) igual a 40,97 MPa. Os ensaios foram realizados sem a presença de armaduras longitudinais e transversais e dois ensaios idênticos foram executados para fins de contraprova (modelos G1 e G2).
O método para execução do ensaio segue as diretrizes da norma europeia EN 1994-1-1:2004 para o ensaio de cisalhamento direto (*push-out*) com sistema de montagem adaptado para melhor coerência com os objetivos da pesquisa apresentado na figura 2a e 2b. Esse tipo de abordagem é usual na literatura, conforme demonstrado em estudos anteriores de Xavier *et al.*

[12], Santos *et al.* [14] e Cardoso *et al.* [20]. O ensaio consiste em duas fases cíclica e monotônica, sendo os deslocamentos são medidos a cada incremento de carga.

O sistema de montagem adotado envolveu a aplicação de carga no núcleo de concreto por meio de um atuador de carga com capacidade máxima de 1500 kN. Os conectores foram conectados a duas chapas verticais e, para evitar o movimento horizontal dessas chapas, foram instalados tirantes presos a cantoneiras. A fim de permitir o deslocamento do tubo de aço em relação ao concreto e minimizar a influência da aderência natural e do atrito entre os materiais nos resultados, foi aplicada cera e desmoldante na parte interna dos perfis tubulares. A instrumentação para medição do deslocamento vertical foi realizada usando os tradutores de deslocamento (DT) DT01 a DT04 (figura 2c) e o deslocamento final foi obtido como a média de dois DT's por conexão. Para a medição do deslocamento horizontal durante a fase de carregamento, foram utilizados DT05 e DT06 (figura 2d).



(a) (b) (c) (d)

Figura 2: Modelos G1 e G2: (a) concepção do ensaio (b) modelo posicionado no atuador (c) DT's em vista lateral e destaque do tirante e (d) DT's em vista superior. Santos [19].

Em relação aos mecanismos de ruptura, no concreto houve falha por cisalhamento do concreto devido ao deslocamento do conector antes do ensaio (marcação na cor vermelha) e após o ensaio (marcação na cor preta). Observou-se esmagamento da região de concreto frontal ao *dowel* de aço, pelo apoio da chapa do conector do concreto e seguida de uma rachadura longitudinal. Para o aço, visualmente não houveram indícios de falha no aço do conector, mas o tubo de aço apresentou um pequeno ressalto abaulado na região de apoio do conector.



(a) (b) (c) (d)

Figura 3: Mecanismo de ruptura: (a) cisalhamento do concreto (b) esmagamento do concreto (c) esmagamento do concreto com rachadura longitudinal (d) ressalto no tubo de aço. Santos [19].

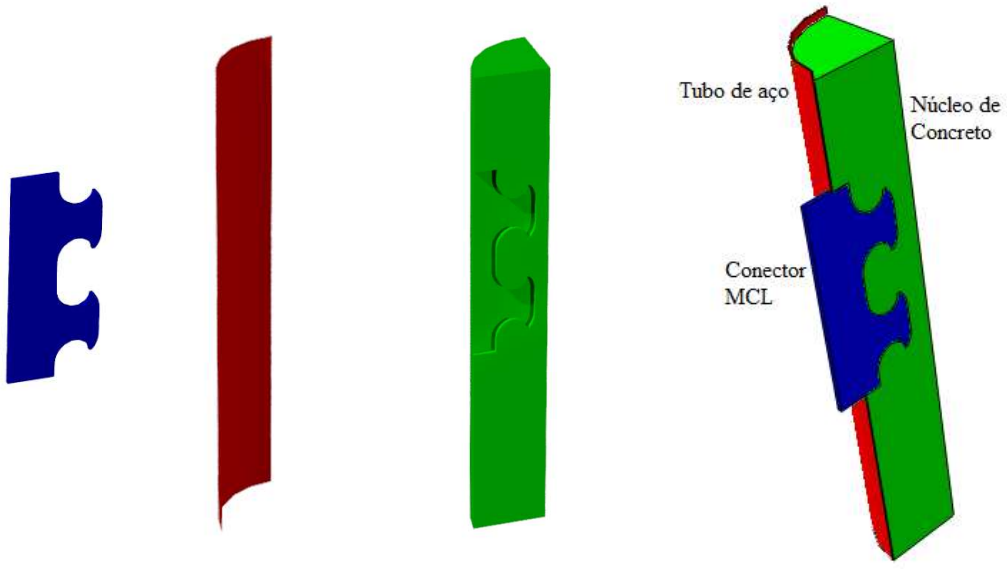
Os modelos foram ensaiados até alcançar um deslizamento na conexão próximos de 35 mm e 10 mm, sendo essa discrepância proposital para avaliar o nível de degradação estrutural da conexão comparando um modelo com deslocamento próximo ao da força máxima e outro com deslocamento próximo do ponto de redução da carga em 20% em relação a carga máxima (critério de parada EN 1994-1-1:2004 [16]). A capacidade resistente total ($P_{u,exp}$) dos modelos G1 e G2 é igual a 951,40kN e 1005,17kN e a razão entre eles 0,947 indicando resultados muito próximos e a média igual a 978,29 kN. A capacidade resistente por dowel ($P_{u,exp,med}$) é igual a 489,14kN e a esperada teórica ($P_{u,teo}$) 359,65kN, a razão entre estes mostra que os resultados experimentais levam a valores em média 1,36 vezes maiores que os teóricos.

2.2 Modelo numérico

A análise numérica será conduzida com o software de elementos finitos ABAQUS, versão 6.14. Essa abordagem segue uma sequência de estudos anteriores conduzidos Cardoso [17], Pereira [18] e Santos [19]. Para garantir a consistência, os mesmos parâmetros numéricos utilizados por esses autores serão adotados na concepção do modelo numérico.

2.2.1 Geometria e malha do modelo

O presente modelo é composto pela junção de três elementos: o tubo de aço, o conector de cisalhamento e o preenchimento em concreto, cuja visão geral está apresentada na figura 4. Devido a dupla simetria da seção transversal, é possível modelar apenas um quarto da seção transversal, desde que sejam aplicadas as condições de contorno adequadas permitindo otimização do tempo de processamento.



(a) Conector (b) Tubo de aço (c) Núcleo de concreto (d) Modelo completo

Figura 4: Geometria do modelo

A malha de elementos finitos será criada usando um elemento finito sólido de volume e tridimensional chamado C3D8, com oito nós nos vértices e três graus de liberdade por nó (translações nas direções X, Y e Z). Devido à complexidade do conector, o modelo será dividido em três regiões (figura 5): I) parte superior ao conector, II) região do conector e III) região abaixo

do conector. O teste de sensibilidade de malha foi realizado por Santos [17] sugere que o comprimento varie entre 10mm a 15mm na região I, 8mm na região II e de 10 a 30mm na região III. Os métodos de distribuição de malha adotados foram malha estruturada e malha de varredura.

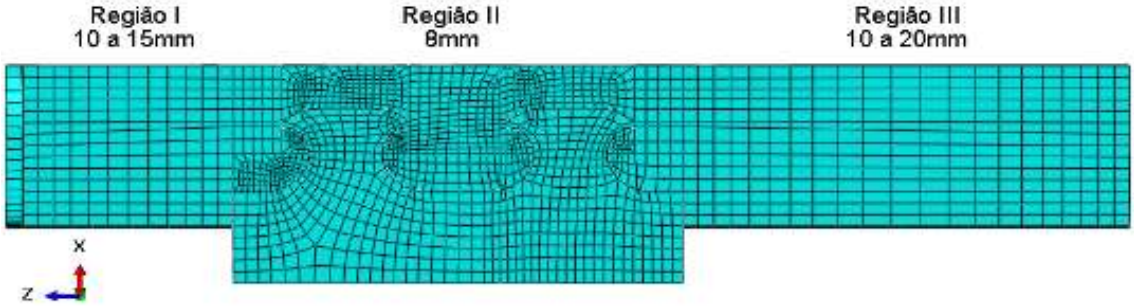


Figura 5: Malha do modelo

2.2.2 Relação constitutiva dos materiais

Os modelos constitutivos foram criados no ABAQUS de maneira adequada a descrever o comportamento dos materiais e os pares de tensão deformação foram transformados de valores nominais para valores verdadeiros conforme anexo C do EN 1993-1-5:1993. Foram considerados os mesmos parâmetros de entrada e aproximações para cálculo dos pares tensão deformação utilizados por Cardoso [17] e Santos [19].

Para o aço, considerando que o mecanismo de falha do *dowel* de aço requer uma análise para maiores níveis de deformação, a curva proposta pela norma europeia foi extrapolada de modo a abranger a região das deformações plásticas (figura 6a) utilizando-se o mesmo modelo utilizado por Cardoso [17] apresentado na figura 6b.

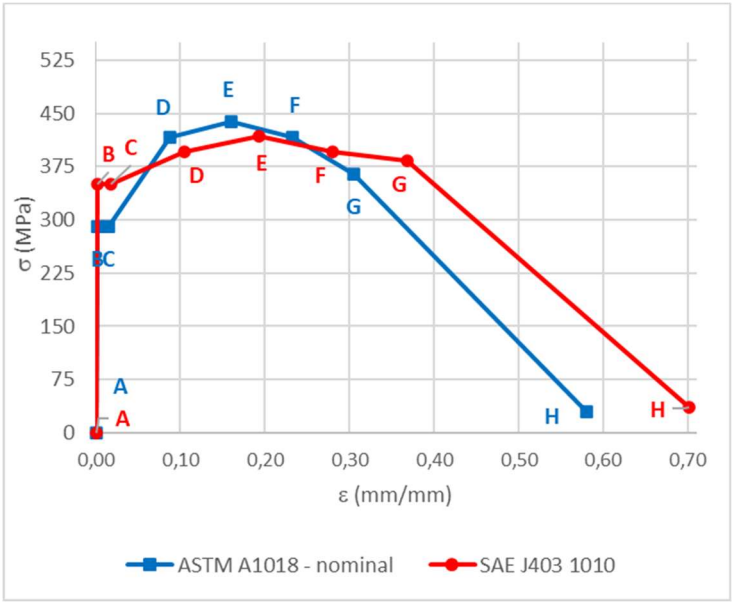


Diagrama Teórico Multilinear		
PONTO	σ_{nom}	ε_{nom}
A	0	0
B	f_y	εy
C	f_y	10εy
D	$0{,}95f_u$	60εy
E	fu	110εy
F	$0{,}95f_u$	160εy
G	$f_y+0{,}5(f_u-f_y)$	210εy
H	$0{,}1f_y$	400εy

(a) (b)

Figura 6: Diagrama tensão *versus* deformação nominal para o aço

Para o concreto, utilizou-se o modelo constitutivo do ABAQUS Concrete *Damage Plasticity* (CDP) com parâmetros de entrada o ângulo de dilatância ψ = 36º, excentricidade ϵ = 0,1, razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial σ_{b0}/σ_{c0} = 1,16, razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão K_c = 2/3 e viscosidade μ_{vis}= 0,00005. Para traçado da curva tensão deformação sob compressão (figura 7) considera-se uma aproximação razoável representar o trecho elástico com comportamento linear de zero até a tensão igual a 40% de fcm seguida das equações propostas pelo EN 1992-1-1:2004 até atingir a deformação última do concreto. Considerando que o mecanismo de falha por esmagamento do concreto na região dos *dowels* requer uma análise para maiores níveis de deformação, utiliza-se um prolongamento da curva conforme as premissas de Pavlović et *al.* [21].

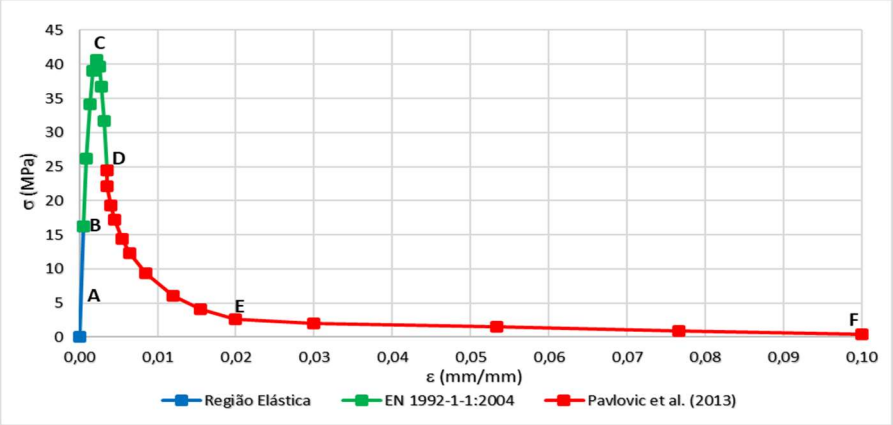


Figura 7: Diagrama tensão *versus* deformação para o concreto sob compressão

Para o concreto tracionado, a relação constitutiva é função da abertura das fissuras no concreto, iniciando-se com comportamento elástico linear até a resistência do concreto a tração e a partir desse ponto, as tensões decrescem devido ao amolecimento do concreto à tração e perda de resistência associada ao processo de fissuração. Os pares tensão deformação são representados pela função polinomial cúbica de Bézier, considerando abertura de fissura crítica (w_c) igual a 1,0 mm e último ponto da curva com tensão igual 5% de f_{ctm}, conforme mostra a figura 8. Por fim, além de fornecer os pares tensão deformação deve ser lançada a resposta ao dano para simulação do comportamento pós pico do concreto utilizando-se as variáveis de dano.

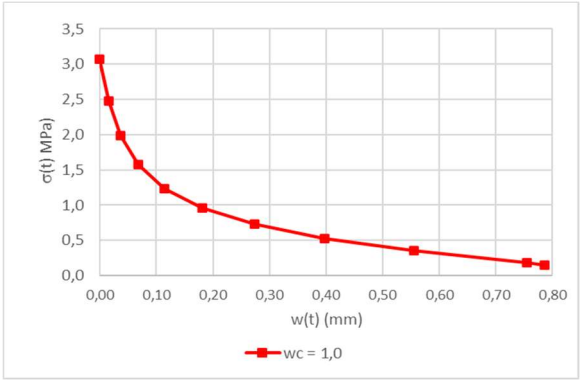


Figura 8: Diagrama tensão *versus* abertura de fissura para o concreto sob compressão adotando-se abertura de fissura crítica igual a 1 mm.

2.2.3 Pares de contato

Com base nos estudos de Cardoso [15], Pereira [16] e Santos [17] o contato entre os elementos foi simulado considerando os seguintes coeficientes de atrito estático: 0,5 entre o conector e o concreto, 0,17 entre o tubo e o núcleo de concreto e 1,0 entre o conector e tubo. Nos ensaios, o atrito entre o tubo e o núcleo de concreto foi minimizado devido à aplicação de pintura e desmoldante no interior do tubo. Os pares de contato são encontrados automaticamente pelo ABAQUS por meio do mecanismo *find contact pairs*, gerando interações face a face. Foram encontrados três pares de contato: núcleo de concreto com tubo de aço, tubo de aço com conector e núcleo de concreto com conector. Foram definidos para cada par qual o elemento de maior rigidez (*Master Surface*) conforme figura 9. Em todos os casos o tipo de contato é rígido com o mínimo de penetração entre a superfície dos elementos.

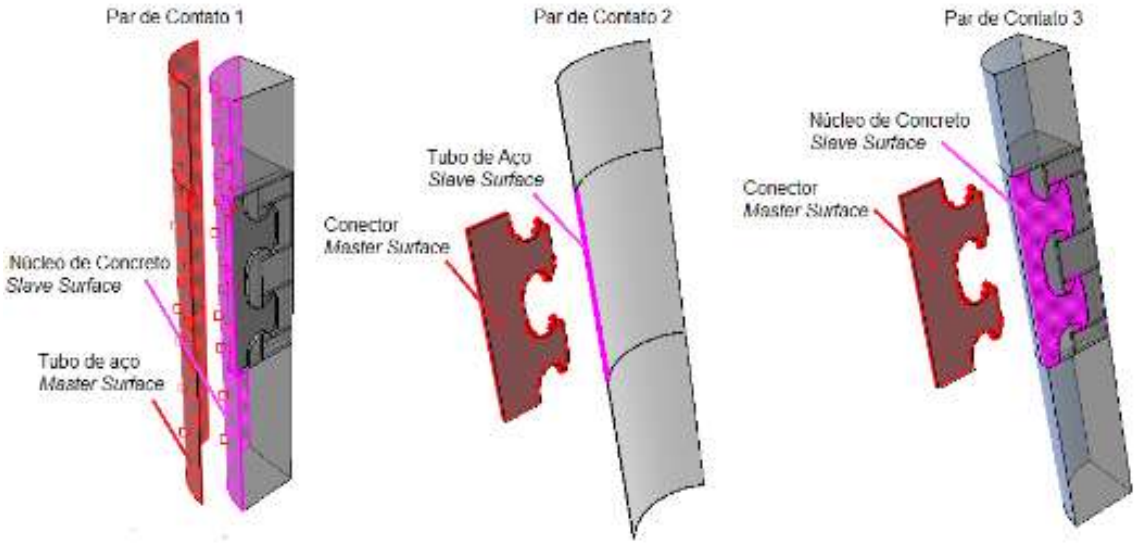


Figura 9: Pares de Contato

2.2.4 Etapas (*step*)

O carregamento monotônico vertical nos modelos numéricos é aplicado controlando os deslocamentos, gerando incrementos de deslocamento e forças de reação correspondentes. Isso permite obter a curva de força versus deslocamento. No software ABAQUS, é possível criar um método chamado "*step*" no qual o problema é dividido em etapas e incrementos. Com base no estudo de convergência dos métodos de análise conduzido por Cardoso [15] em PMPC, o método *Dynamic Implicit* foi o que apresentou melhores resultados. O autor ainda reporta que para reduzir os ruídos observados nas curvas força deslocamento analisadas recomenda-se o uso da função de pós processamento oferecida pelo programa, criando-se uma amplitude tipo *smooth* variável de 0 a 1. Assim sendo, neste estudo foi criado *step* chamado carregamento do tipo *Dinamic Implicit* quase estático com não linearidade geométrica e amplitude *smooth* variável de 0 a 1. Essas estratégias visam melhorar a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos por meio da simulação numérica no Abaqus.

2.2.4 Restrições

Para aplicar o carregamento é necessário conectar um ponto de referência chamado *Reference Point* (RP-1) à superfície da face do conector de cisalhamento. Isso é feito por meio de uma restrição do tipo *Coupling*, que associa os graus de liberdade do RP-1 à superfície do conector. À medida que os deslocamentos controlados são incrementados pelo método *step* carregamento, as condições de contorno da superfície do conector acompanham esses deslocamentos, simulando os deslocamentos quase-estáticos aplicados pelo atuador. O ponto de referência a e a superfície da face do conector estão apresentados na Figura 10(a). Além disso, para representar a solda entre o conector e tubo de aço, foi criada uma restrição tipo *Tie* conforme mostra a figura 10(b).

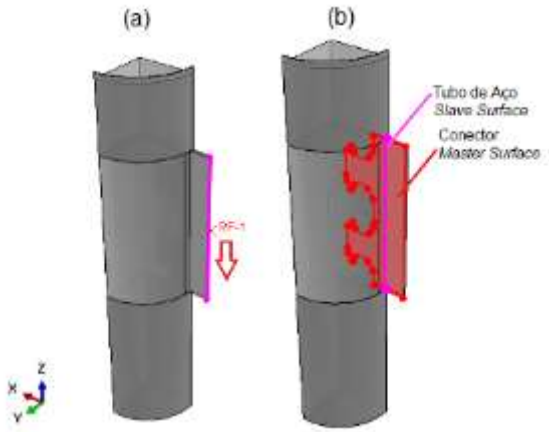


Figura 10: Restrições do modelo: a) representação da solda entre conector e tubo de aço e b) aplicação do carregamento

2.2.5 Aplicação do carregamento

No modelo numérico para a aplicação do carregamento é criada uma condição de contorno com o deslocamento final prescrito e zerando-se as demais condições de contorno. Entretanto, no caso destes modelos experimentais, as chapas verticais desempenharam um papel duplo: transmitir o carregamento aplicado pelo atuador às chapas dos conectores e atuar como apoio dos pilares durante o ensaio. Embora os modelos tenham sido travados por tirantes, ainda poderiam ocorrer pequenos deslocamentos horizontais devido à tendência de rotação em torno da conexão. A magnitude desses deslocamentos é difícil de quantificar, pois depende de vários fatores, como atrito entre a chapa e a laje de concreto do piso, atrito entre a chapa e o perfil I vertical, acomodação dos tirantes e do modelo, excentricidades de carregamento, entre outros. Assim sendo, para a face yz do conector, o comportamento será intermediário entre os extremos com e sem restrição. Para simplificar a análise, foram considerados dois cenários extremos em dois modelos numéricos. No primeiro cenário. chamado ModeloG, a chapa é restrita na direção horizontal (Ux = 0 – Figura 11), e um deslocamento final de -37 mm é aplicado (Uz), enquanto os demais graus de liberdade (Uy, URx, URy, URz) são mantidos em zero. No segundo cenário, chamado ModeloG-L, chapa tem liberdade de movimento na translação horizontal. As condições de deslocamento são as mesmas do ModeloG, exceto pela restrição Ux, que é definida como Livre.

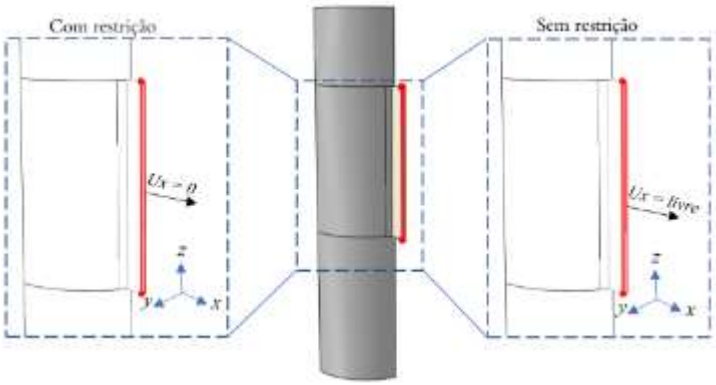


Figura 11: Possíveis restrições para a face da chapa do conector

2.2.5 Condições de contorno

Os graus de liberdade dos nós dos elementos são relacionados à translação pelo ABAQUS por meio dos parâmetros U1, U2 e U3, correspondentes às translações e UR1, UR2 e UR3 às rotações dos nós na direção dos eixos 1, 2 e 3 que são associados, respectivamente, aos eixos globais x, y e z. Buscando representar as condições do ensaio experimental, foram consideradas condição de contorno para simetria em relação aos planos xz, simetria em relação ao plano yz e o apoio do pilar pelo núcleo de concreto. Neste trabalho, às condições de simetria se devem a modelagem de apenas um quarto da seção transversal, a seção é considerada duplamente simétrica e por isso os deslocamentos horizontais nas direções x e y devem ser iguais a zero. Para representar as condições de contorno de simetria, o ABAQUS possui opções de criação automática, bastando selecionar as regiões associadas (Figura 12). Para a simetria em relação a toda a região ao plano xz, os parâmetros Ux, URy e URz são iguais a zero e para o plano yz, Uy, URx e URz são iguais a zero. Para reproduzir o apoio do pilar considera-se o deslocamento Uz igual a zero.

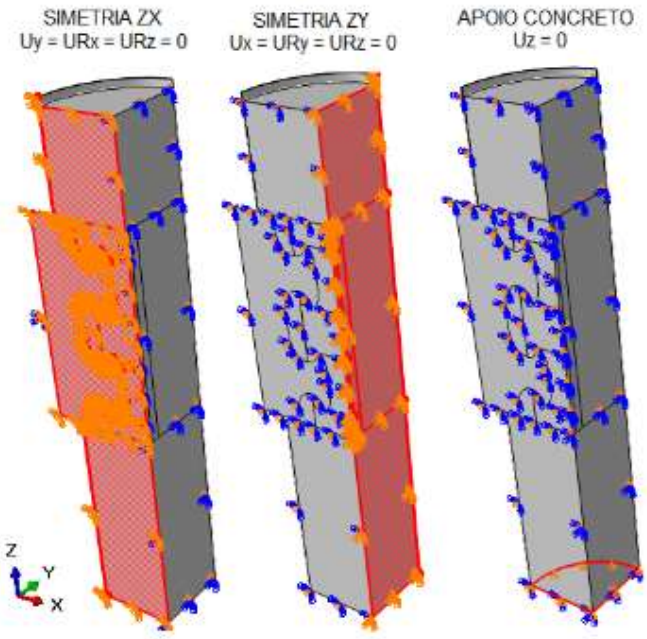


Figura 12 – Condições de contorno

2.3 Validação do modelo numérico

No Gráfico 1 estão apresentados os resultados da curva força versus deslocamento dos modelos experimentais G1 e G2 e dos modelos numéricos ModeloG (com restrição) e ModeloG-L (sem restrição). Comparando-se as curvas é possível observar que o modelo experimental G1 se aproxima mais da curva numérica ModeloG (com restrição) e a curva numérica fica abaixo das experimentais para deslocamentos máximos na ordem de 2,5mm e a partir desse ponto fornece resultados acima dos experimentais. Em contrapartida, o modelo experimental G2 está mais próximo da curva numérica do ModeloG-L (sem restrição), para o modelo experimental G1 as curvas se interceptam para deslocamentos máximos na ordem de 5mm, ponto a partir do qual a curva numérica sobrepõe a experimental. Entretanto, quando comparada ao modelo experimental G2 em nenhum ponto os resultados numéricos sobrepõem os experimentais demonstrando um modelo numérico mais conservador do que o experimental. Tais resultados convergem com o mencionado anteriormente, no qual espera-se que a configuração ideal é a de modelos que possuam uma rigidez de conexão intermediária aos extremos.

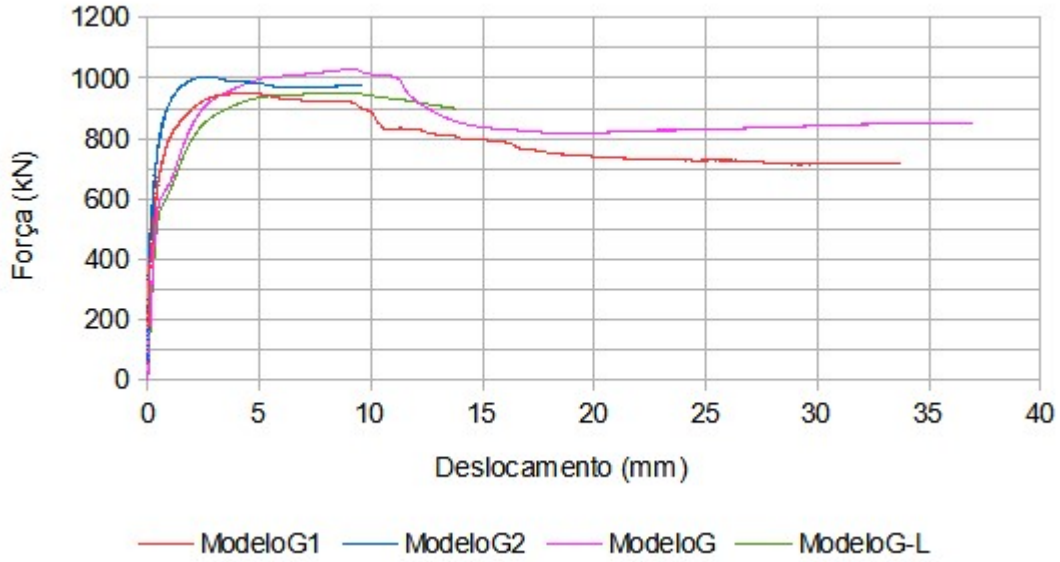


Gráfico 1 – Força *versus* Deslocamento

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção serão apresentados os resultados e discussões a respeito dos mecanismos de falha em conectores de cisalhamento verificados nos modelos numéricos desenvolvidos e validados numericamente. O estudo foi realizado com o objetivo de compreender os fatores que influenciam a resistência e a capacidade de carga desses conectores como mecanismo de transferência de carga em PMPC.

Na figura 13 estão apresentados os resultados para a degradação da rigidez do concreto à compressão para o ModeloG (incremento relativo 176 à força máxima 1028.87 kN) e para o ModeloG-L (incremento relativo 143 à força máxima 951.35 kN, além mostrar uma foto do modelo experimental após ruptura em laboratório. Nas imagens apresentadas foram ocultados o conector de cisalhamento e o tubo de aço, para melhor visualização dos resultados para o

concreto. Observa-se que o dano foi muito pronunciado no interior da conexão e que os modelos, apesar de distintos, demonstram padrão de dano similares. Este fato sugere que alterar a vinculação da face da chapa do conector de cisalhamento com deslocamento igual a zero ou livre não interfere de maneira significativa nos resultados de dano a compressão. Além disso, é possível observar boa coerência entre os modelos e o resultado experimental, pois as manchas vermelhas abaixo da região do conector (marcadas em retângulos pretos) são coerentes ao esmagamento observado no modelo experimental.

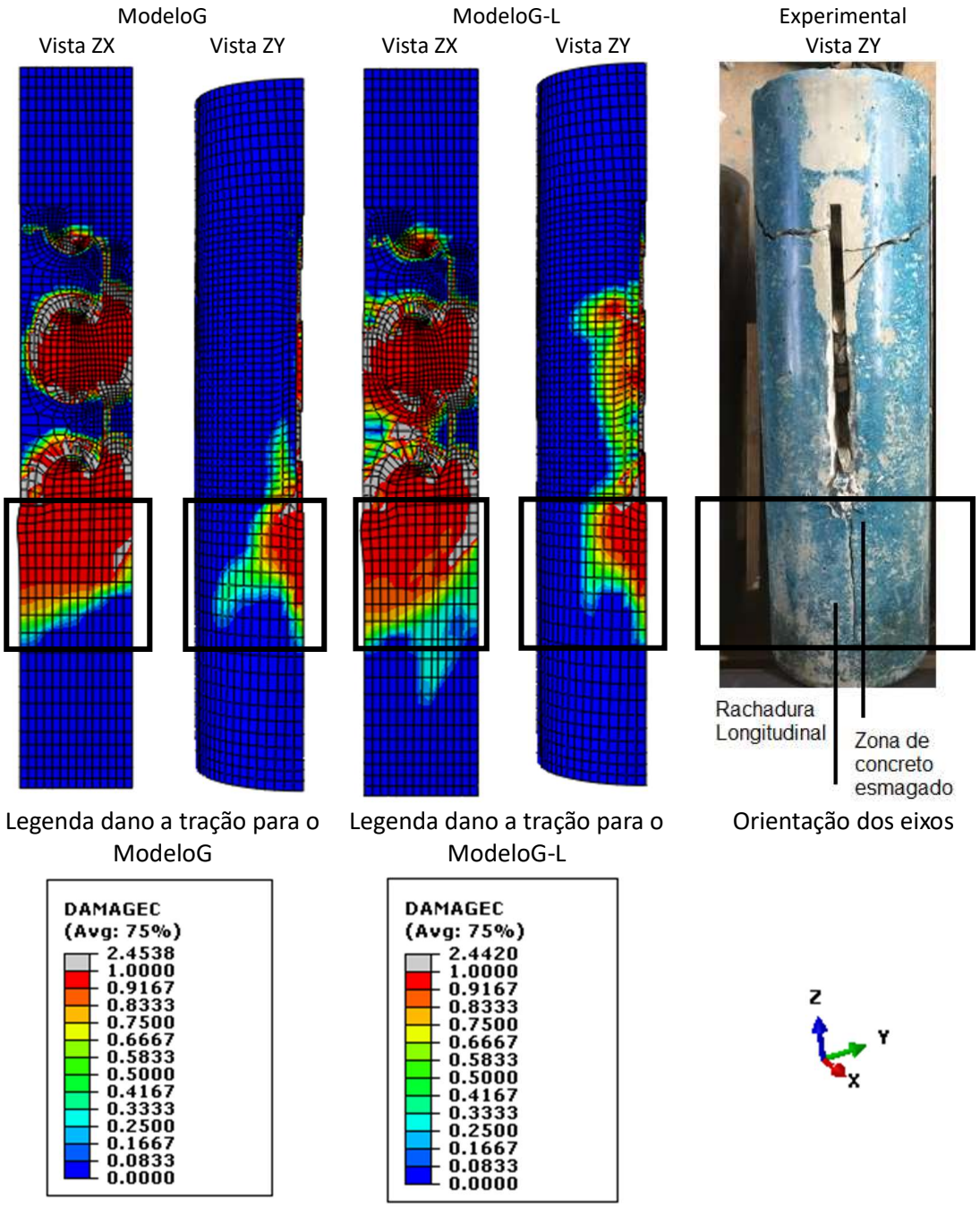


Figura 13 – Dano a compressão no ModeloG e no ModeloG-L

Analogamente, na figura 14 estão apresentados os resultados para a degradação da rigidez do concreto à tração. É possível observar que o dano a tração do concreto é mais pronunciado à frente e abaixo da chapa do conector. Como consequência, forma-se um plano longitudinal que leva ao cisalhamento do concreto. De modo similar ao constatado para o dano a compressão os padrões de dano nos dois modelos numéricos são similares, sugerindo pouca interferência da vinculação da face da chapa do conector nos resultados.

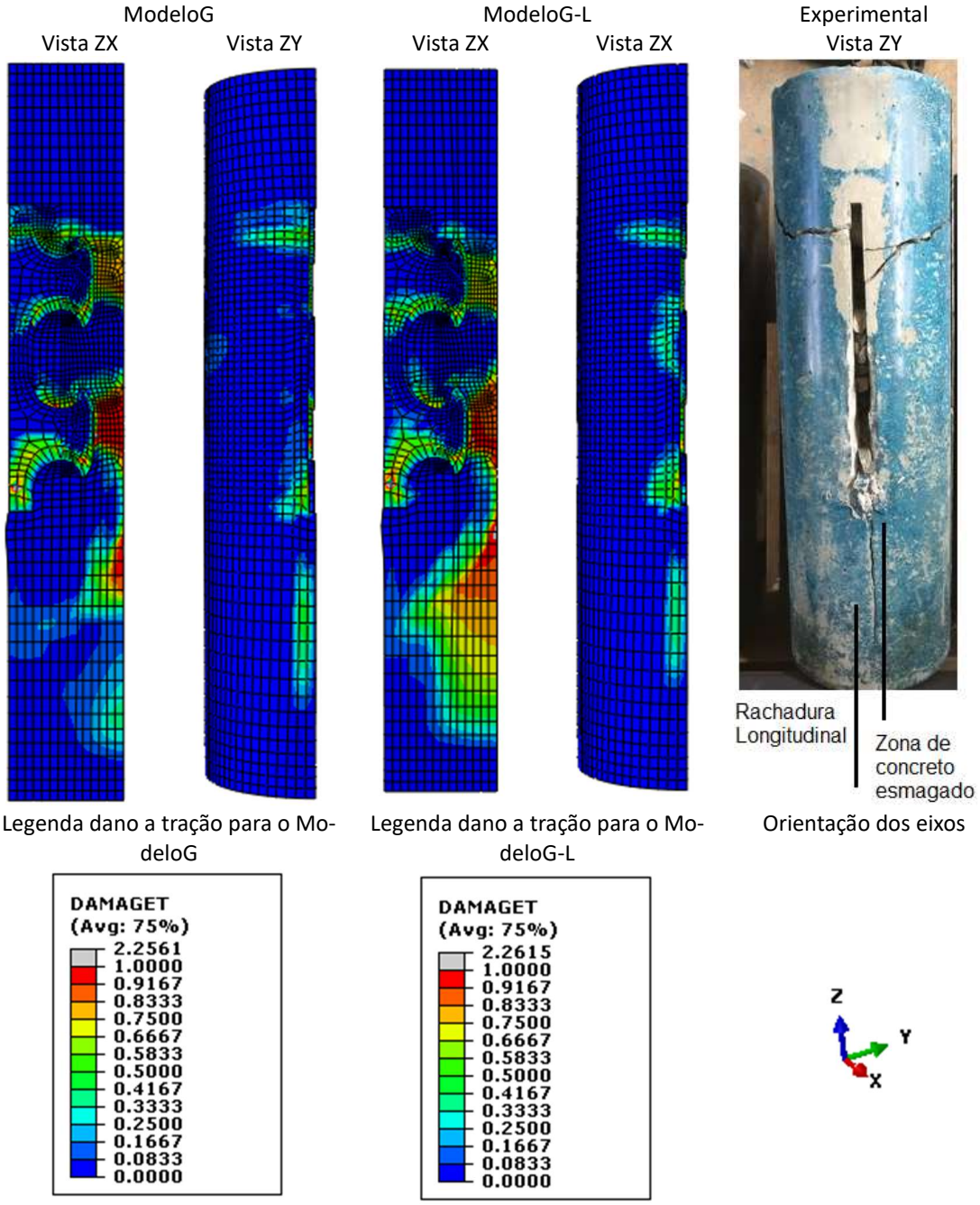


Figura 14 – Dano a tração no ModeloG e no ModeloG-L

A figura 15 apresenta os resultados numéricos do ModeloG e do ModeloG-L com a escala de tensões de *von Mises* limitada ao valor da tensão de escoamento do aço da chapa do conector para o incremento relativo a força máxima e para o incremento relativo ao deslocamento máximo. Nos dois modelos é possível observar o espraiamento das tensões à medida que o deslocamento aumenta para além da força máxima. Para o ModeloG-L a região da extremidade de conexão da chapa do conector apresenta tensões de escoamento mais acentuadas.

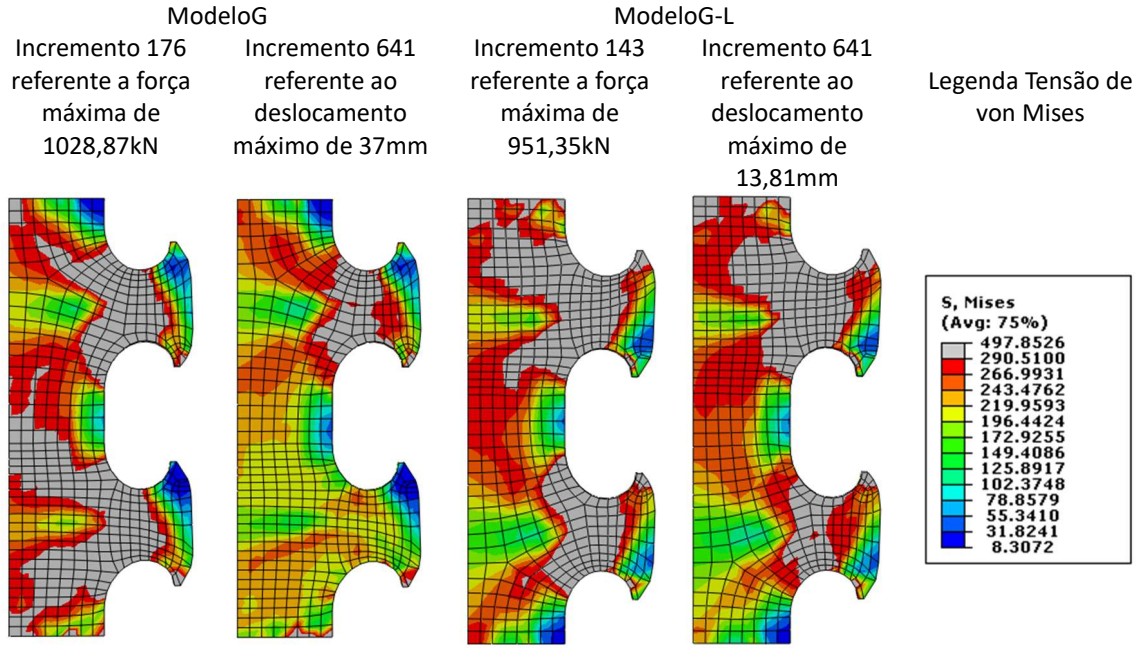


Figura 15 – Configuração deformada do conector MCL no ModeloG e no ModeloG-L

A análise dos resultados revelou que o mecanismo de falha observado é um modo misto de falha. Para o conjunto de dowels ocorreu escoamento da seção crítica do conector e para o concreto cisalhamento com esmagamento na região de base do conector associado a uma trinca longitudinal em direção paralela ao conector.

4 CONCLUSÃO

Em conclusão, este artigo apresentou a validação de um modelo numérico para o cálculo de conectores de cisalhamento tipo MCL aplicados em PMPC de seção esbelta. Os resultados obtidos demonstraram uma concordância satisfatória entre as previsões do modelo numérico e os dados experimentais disponíveis na literatura, demonstrando a aplicabilidade dessa nova solução. Isso indica que o modelo validado é capaz de fornecer boa estimativa da capacidade de carga e do comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento tipo MCL aplicados em PMPC. Além disso, o modelo numérico pode ser facilmente adaptado e aplicado a diferentes geometrias e materiais, aumentando sua versatilidade e utilidade prática. No entanto, é fundamental ressaltar que qualquer modelo numérico está sujeito a limitações inerentes às suposições adotadas e às simplificações realizadas. Por fim, destaca-se que a modelagem numérica de um quarto da seção transversal devido á dupla simetria se mostra eficaz e garante economia no tempo de processamento dos modelos, tornando o modelo uma contribuição fundamental para o desenvolvimento de novas pesquisas e posterior desenvolvimento de modelos analíticos.

Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e a UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais) pelo apoio financeiro durante o desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS

1 Sen, H. K. Triaxial effects in concrete-filled tubular steel columns. Tese de Doutorado, Colégio Imperial de Ciência e Tecnologia, Universidade de Londres, Londres, Ingraterra, 1969.

2 Tomii, M.; Sakino, K. Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns. Architectural Institute of Japan, v.280, p.111-122, 1979b.

3 Tomii, M.; Sakino, K. Experimental Studies on the Ultimate Moment of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns. Architectural Institute of Japan, v.275, p.55-65, 1979a.

4 Schneider, S. P. Axially loaded concrete-filled steel tubes. Journal of Structural Engineering, v.114, p.1804-1826.

5 Bradford, M. A.; Loh, H. Y.; Uy, B. Slenderness limits for filled circular steel tubes. Journal of constructional steel research, v.58, p.243-252, 2002.

6 Hu, H. T.; Huang, C. S.; Wu, M. H.; Wu, Y. M.; Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect. Journal of Structural Engineering, v.129, p.1322-1329, 2003.

7 American Institute Of Stee3l Construction (ANSI/AISC 360-16). Specification for structural steel buildings, Chicago. 2016.

8 Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

9 Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 16239:2013. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

10 Cardoso, H. S. (2014). Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2014.

11 S. De Nardin and A. L. H. C. El Debs, "Shear transfer mechanism in connections involving concrete filled steel columns under shear forces," Steel Compos. Struct., vol. 28, pp. 449–460, 2018.

12 Xavier, E. M.; Neto, J. G. R.; Sarmanho, A. M. C.; Roquete L.; De Paula, L G. C. Experimental analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled tube columns. IBRACON Structures and Material Journal, v. 12, n. 2, 2019, p. 337-370

13 Santos, L. R; Cardoso, H. S; Caldas, R.. B; Grilho, L. G. Finite element model for bolted shear connectors in concrete-filled steel tubular columns. Engineering Structures, v. 203, 2020.

14 Santos, L. R, Caldas, R. B; Grilo, L. F.; Carvalho, H; Fakury, R. "Design procedure to bearing concrete failure in concrete filled steel tube columns with bolted shear connectors," Eng. Struct., vol. 232, pp. 1–12, 2021.

15 Chaves, M. F. F; Xavier, E. M; Sarmanho, A. M. C; Neto, J. G. R. Study of bolts used as shear connectors in concrete-filled steel tubes, Engineering Structures, v 231, 2021.

16 European Committee for Standardization – EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. Bruxelas, Bélgica, 2004

17 Cardoso, H. S. (2018). Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2018.

18 Pereira, C. P. (2020). Estudo Numérico Dos Conectores Crestbond Em Pilares Mistos Tubulares Circulares De Seção Esbelta. Dissertação De Mestrado - Escola De Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2020.

19 Santos, L. R. Conectores Composite Dowels Aplicados a Pilares Mistos de Seção Tubular de Aço Esbelta. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Minas Gerais, Brasil, 2021.

20 Cardoso, H.S.; Aguiar, O. P; Caldas, R. B.; Fakury, R. H. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. Engineering Structures. V.219, 2020

21 M. Pavlović, Z. Marković, M. Veljković, and D. Buđevac, "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests," J. Construct. Steel Res., vol. 88, pp. 134–149, 2013, http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.003.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE PILARES DE AÇO E MISTOS DE AÇO E CONCRETO UTILIZANDO TUBOS COM COSTURA

Clara Garcia Sanders[1]

Lucas Fadini Favarato[2]

André Vasconcelos Soares Gomes[3]

Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[4]

Resumo

De modo a reduzir os impactos ambientais e o peso das estruturas, os perfis tubulares de aço com costura estão se tornando soluções cada vez mais utilizadas no setor da construção civil. Esses perfis desempenham diversas vantagens para aplicações estruturais como pilares, já que sua geometria permite grande versatilidade arquitetônica, soluções mais econômicas, diminuem o tempo de construção e garantem grande resistência à flexão, torção e flambagem. Ademais, também é possível utilizá-lo preenchido de concreto, os denominados pilares mistos. Esta opção se mostra uma solução econômica já que dispensa o uso de formas, aumenta a resistência mecânica, resistência ao fogo do elemento e reduz as dimensões das seções transversais, proporcionando justamente estruturas mais leves e menor gasto com materiais em comparação com os pilares executados em concreto armado. Dessa forma, perante a todas as vantagens oferecidas, torna-se evidente a elevada importância da realização de pesquisas para otimização do dimensionamento de pilares de aço em perfil soldado tubular com e sem preenchimento de concreto. Esta pesquisa tem como objetivo desenvolver uma ferramenta computacional em MS Excel para dimensionamento otimizado de pilares com perfis em aço de seção tubular ou mistos através do algoritmo evolucionário do SOLVER. Assim será possível criar uma ferramenta que permita a projetistas otimizar seus projetos em aço, tornando as soluções mais competitivas para o mercado.

Palavras-chave: Pilares de aço; Pilares mistos de aço e concreto; Dimensionamento de Perfis tubulares soldado; Otimização.

OPTIMUM DESING OF STEEL AND STEEL AND CONCRETE COMPOSITE COLUMNS USING WELDED TUBULAR SECTIONS

Abstract

In order to reduce the environmental impacts and the weight of structures, welded steel tubular sections have become widely used in the civil construction. Because of their high compressive strength, these profiles have several advantages for structural applications as columns, since their geometry allows for great architectural versatility, with economy and great resistance to bending, twisting, and buckling. Furthermore, it can also be filled with concrete, which is a very economical strategy since it leads to a great reduction in the structural steel consumption due to the concrete. As such, it also increases both mechanical and fire resistances of the element. In this context, this project seeks to develop a computational tool in Excel to optimize the design of steel and steel and concrete composite tubular columns through SOLVER's evolutionary algorithm, considering the weight and environmental impacts of materials. Thus, this tool allows designers to optimize their steel projects, granting competitiveness and less carbon emissions to their projects.

Keywords: Steel columns; Steel and concrete composite columns; Welded tubular profile; Design.

[1] Graduanda em Engenharia Civil/ Pesquisador/ Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)/ Vitória – ES, Brasil. E-mail: clara.sanders@edu.ufes.br | claragarcia110499@gmail.com

[2] Engenheiro Civil/ Mestre em Engenharia Civil/ Pesquisador/ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)/ Vitória – ES, Brasil. E-mail: lucasffavarato@gmail.com

[3] Engenheiro Civil/ Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)/ Especialista de Desenvolvimento da Construção, ArcelorMittal Tubarão/ Vitória – ES, Brasil. E-mail: andre.vs.gomes@arcelormittal.com.br

[4] Engenheira Civil/ Doutora em Engenharia de Estruturas/Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)/ Vitória – ES, Brasil. E-mail: adenilcia.calenzani@ufes.br

1. INTRODUÇÃO

A construção civil no Brasil é essencialmente pautada em elementos cimentícios e cerâmicos, que apesar de atenderem aos requisitos de desempenho de uma edificação, apresentam desvantagens intrínsecas ao processo executivo que devem ser consideradas quando se opta por usá-los.

Os elementos convencionais possuem elevado peso próprio e intensificam diversos impactos ambientais, uma vez que seus processos de extração de matéria prima e fabricação geram resíduos e incluem processos de queima. Também há de se considerar que o setor da construção civil é responsável por consumir cerca de 75% das matérias-primas e emitir 1/3 dos gases de efeito estufa (MEYER, 2002).

Dessa forma, é preciso buscar alternativas que permitam à construção civil otimizar o uso de recursos no tocante aos aspectos ambiental, social e econômico. Neste contexto, o aço merece destaque por ser material 100% reciclável e, sobretudo, pela capacidade de reduzir o peso dos sistemas estruturais. Em específico, o emprego de perfis tubulares com costura como pilares, seja com ou sem preenchimento de concreto, apresenta diversas vantagens, tais como grandes versatilidades arquitetônicas, soluções mais econômicas, eliminação da necessidade de reforços extras e formas, redução o peso da estrutura, diminuição o tempo de construção e garante grande resistência à flexão, torção e flambagem (CANALES, 2014).

É imprescindível discutir que os perfis tubulares permitem o preenchimento com concreto (pilares mistos), de modo que a interação entre a peça de aço e o concreto evidencia-se muito vantajosa ao unir a capacidade de resistência do aço e a robustez do concreto (CANALES, 2014).

Os perfis tubulares com costura, em específico, são produzidos por meio da conformação mecânica, geralmente a frio, de chapas ou tiras de bobina de aço seguidos por uma solda, efetuando a emenda contínua da chapa. Eles podem se distinguir por meio da disposição da solda, longitudinal ou helicoidal, bem como pelo processo de soldagem empregado – solda por fusão com adição de material ou solda no estado sólido sem adição de material (ARAÚJO et. al, 2016).

Para produção dos tubos e comercialização, é possível encontrar no mercado brasileiro uma gama de fabricantes que adquirem as tiras e bobinas de aço de usinas siderúrgicas e realizam o processo de conformação, soldagem e distribuição. Essa variedade de fabricantes garante a sua vantagem de ser um produto de fácil disponibilidade em todas as regiões do Brasil. Além disso, devido à variedade de fabricantes e das propriedades de aços disponibilizados pelas usinas siderúrgicas para sua fabricação, estes tubos oferecem como vantagens a maior oferta de bitolas e espessuras, menores preços, tolerâncias mais estreitas e maior flexibilidade quanto à resistência mecânica do aço frente aos tubos sem costura, além de melhor acabamento superficial tanto na parte interna como externa.

Além disso, os tubos com costura possuem normas específicas que prescrevem as recomendações de fabricação e fornecem as propriedades do aço. Neste trabalho, a norma

NBR 8261 (ABNT, 2019) foi utilizada como base para desenvolvimento dos estudos. A tabela 1 apresenta as resistências mínimas ao escoamento e à ruptura prescritas pela norma.

Tabela 1– Propriedades de tração especificadas para os tubos com solda

Tabela 4 – Propriedades de tração

Característica	Propriedades de tração em função do grau do aço					
	Seção circular			Seções quadrada e retangular		
	A	B	C	A	B	C
Limite de resistência à tração LR mínimo MPa	310	400	427	310	400	427
Limite de escoamento LE mínimo MPa	228	290	317	269	317	345
Alongamento mínimo (Lo = 50 mm) %	25 [a]	23 [b]	21 [c]	21 [a]	19 [b]	16 [c]

[a] Aplicável às espessuras de parede maiores ou iguais a 3,0 mm. Para espessuras de parede menores, o alongamento deve ser calculado de acordo com a seguinte equação:

$$A = [2{,}20e + 17{,}50]$$

onde

A é o alongamento, expresso em porcentagem (%);

e é a espessura de parede, expressa em milímetros (mm).

[b] Aplicável às espessuras de parede maiores ou iguais a 4,6 mm. Para espessuras de parede menores, o alongamento deve ser calculado de acordo com a seguinte equação:

$$A = 2{,}40e + 12{,}0$$

[c] Aplicável às espessuras de parede maiores ou iguais a 3,0 mm. Para espessuras de parede menores, o valor do alongamento deve ser estabelecido por acordo prévio entre produtor e comprador.

Fonte: ABNT NBR 8261 (2019)

Segundo Canales (2014), os pilares executados com esse tipo de perfil também apresentam esbeltez reduzida, ao ser comparado com os pilares convencionais de concreto armado.

Ainda, Samarra (2007) pesquisou as propriedades de grandes vãos em estruturas tubulares, para isso foi montado em tamanho real uma estrutura de cobertura de 900 m² e ensaiada simulando os carregamentos. Após os ensaios foram feitas análises numéricas no SAP2000 visando comparar os deslocamentos e as deformações da estrutura global e entender o seu mecanismo estático.

Costa (2004) avaliou o uso de estruturas em aço, em especial os perfis tubulares, através da abordagem de aspectos que devem ser planejados durante a elaboração do projeto arquitetônico e fatores que devem ser considerados na ligação entre a estrutura e o subsistema de fechamento vertical externo.

Araújo (2008), por sua vez estudou o efeito de altas temperaturas em pilares tubulares de aço preenchidos de concreto a partir de ensaios realizados à temperatura ambiente e ensaios de laboratório em forno que simula a situação de incêndio nos pilares.

Branco (2006) estudou e desenvolveu um software para projeto de estruturas planas treliçadas tubulares de aço com estudo comparativo entre treliças compostas por barras com ligações rotuladas e rígidas.

Por conseguinte, mediante todas as vantagens expostas e o aumento do uso dessa solução em aço para pilares, infere-se conveniente desenvolver pesquisas na área e torna-se interessante buscar soluções mais econômicas e racionais, cenário em que a otimização se torna relevante.

Neste contexto, esta pesquisa tem por objetivo desenvolver uma ferramenta computacional para automatizar o dimensionamento de pilares de aço de seção tubular com costura e de pilares mistos, com base nas normas nacionais aplicáveis. A otimização é voltada principalmente para redução de impactos ambientais por meio do algoritmo evolucionário do SOLVER, que, considerando as limitações impostas pela norma, trabalha para potencializar o desempenho dos elementos estruturais

2. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE AÇO E MISTOS DE AÇO E CONCRETO

2.1 Pilar de aço

Para o desenvolvimento dos cálculos referentes ao dimensionamento de pilares de aço, os estados últimos limites possíveis para estes elementos foram verificados conforme as normas NBR 16239 (ABNT, 2013) e NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.1.1. Força normal de compressão

Em uma barra comprimida de seção tubular, os estados-limites últimos aplicáveis são instabilidade global por flexão ou por torção e flambagem local. A instabilidade por torção pura não é levada em consideração nesta pesquisa, uma vez que o comprimento de flambagem por torção pura é tomado sempre igual ou inferior ao comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor inércia.

Dessa forma, para a verificação da força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) considera-se as formulações da norma (equações (1) e (2)).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (1)$$

$$N_{c,Rd} \geq N_{c,Sd} \quad (2)$$

No qual, $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo e a flambagem local deve ser analisada de acordo com a forma da seção (circular ou retangular), conforme Tabelas (2) e (3).

Tabelas 2 e 3 – Flambagem local em seção circular e retangular

SEÇÃO CIRCULAR		
λ	**CONDIÇÃO**	**Q**
$\frac{d}{t}$	$\leq 0{,}11\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	1
$\frac{d}{t}$	$> 0{,}11\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$ e $\leq 0{,}45\frac{E_a}{F_y}$	$Q = \frac{0{,}0379}{d/t}\frac{E_a}{f_y} + \frac{2}{3}$
$\frac{d}{t}$	$> 0{,}45\frac{E_a}{f_y}$	*Não previsto*

SEÇÃO RETANGULAR		
λ	**CONDIÇÃO**	**Q**
$\frac{b_p}{t}$	$\leq 1{,}4\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	1
$\frac{b_p}{t}$	$> 1{,}4\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$\frac{A_{ef}}{A_g}$

Fonte: Próprios autores

Onde A_{ef} é a área efetiva da seção do perfil tubular (Equação 3) e b_p é a maior dimensão do elemento que corresponde à largura total menos duas vezes o raio de canto externo e t sua espessura, representada na Figura (1) como a maior dimensão entre $b_{p,1}$ e $b_{p,2}$.

$$A_{ef} = A_g - \sum[(b_p - b_{p,ef})t] \tag{3}$$

No qual $b_{p,ef}$ é a largura efetiva dada pela equação (4).

$$b_{p,ef} = 1{,}92t\sqrt{\frac{E_a}{\sigma}}\left[1 - \frac{0{,}38}{\frac{b_p}{t}}\sqrt{\frac{E_a}{\sigma}}\right] \leq b_p \tag{4}$$

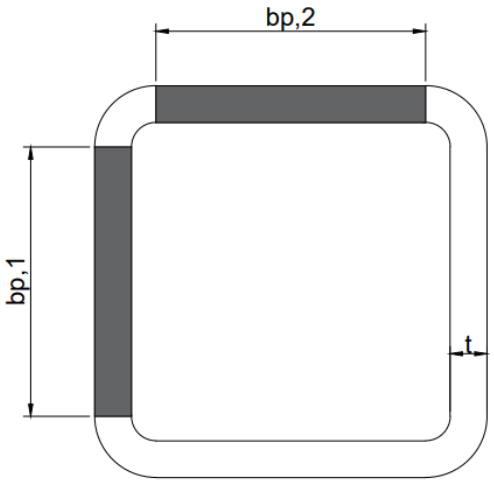


Figura 1 – Pilar tubular retangular de aço

Fonte: Próprios autores

Na equação (4), σ é a máxima tensão que atua no elemento analisado, considerada então igual à resistência ao escoamento do aço F_y, a favor da segurança.

2.1.2. Momento fletor

Com a presença de momento fletor, nas seções tubulares retangulares, os estados-limites aplicáveis são: flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local das almas (FLA). Os parâmetros de esbeltez para cada estado limite são apresentados na Tabela (4).

Tabela 4 – Parâmetros de esbeltez para verificação de momento fletor em seção retangular

SEÇÃO RETANGULAR					
FLT		**FLA**		**FLM**	
$\boldsymbol{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\boldsymbol{\lambda}$	$\frac{b_{p,1}}{t}$	$\boldsymbol{\lambda}$	$\frac{b_{p,2}}{t}$
$\boldsymbol{\lambda_p}$	$\frac{0{,}13E_a}{Z_X f_y}\sqrt{JA_g}$	$\boldsymbol{\lambda_p}$	$1{,}12\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$\boldsymbol{\lambda_p}$	$2{,}42\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
$\boldsymbol{\lambda_r}$	$\frac{2E_a}{M_r}\sqrt{JA_g}$	$\boldsymbol{\lambda_r}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$\boldsymbol{\lambda_r}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$

Fonte: Próprios autores

Desta forma, tem-se que:

- Se, $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{x,Rk} = M_{x,pl} = Z_X f_y \tag{5}$$

No qual $M_{x,Rk}$ é o momento fletor resistente característico e $M_{x,pl}$ é o momento fletor de plastificação, ambos em relação ao eixo x.

- Se, $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{x,Rk} = C_b[M_{x,pl} - (M_{x,pl} - M_r \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p})] \tag{6}$$

Onde C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, tomado conservadoramente nesta pesquisa, como igual a 1,0.

-Se, $\lambda > \lambda_r$

$$M_{x,Rk} = M_{x,cr} = \frac{2CbE_a\sqrt{JAg}}{\lambda} \tag{7}$$

Se $\lambda > \lambda_r$, para FLA, a alma é esbelta e não está inclusa no escopo deste trabalho.

Por fim, verifica-se a condição abaixo para a validação do dimensionamento.

$$M_{x,Rd} \geq M_{x,Sd} \quad (8)$$

Já para as seções tubulares circulares o único estado-limite aplicável é a flambagem local da parede (FLP), cujos parâmetros de esbeltez são dados na Tabela (5) e as expressões de cálculo dadas nas equações (9) a (12).

Tabela 5 – Parâmetros de esbeltez para verificação de momento fletor em seção circular

SEÇÃO CIRCULAR	
FLP	
$\boldsymbol{\lambda}$	$\frac{d}{t}$
$\boldsymbol{\lambda_p}$	$0{,}07\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
$\boldsymbol{\lambda_r}$	$0{,}31\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$

Fonte: Próprios autores.

Após a obtenção do índice de esbeltez, analisa-se:

- Se, $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rk} = M_{,pl} = Z\, f_y \quad (9)$$

- Se, $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rk} = \left(\frac{0{,}021E_a}{\lambda} + f_y\right) W \quad (10)$$

- Se, $\lambda > \lambda_r$

$$M_{Rk} = M_{,cr} = \frac{0{,}33E_aW}{\lambda} \quad (11)$$

Desta forma, a verificação a momento fletor é feita por:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \quad (12)$$

2.1.3. Torção

O momento de torção provoca nos perfis tubulares circulares tensões de cisalhamento e nos perfis tubulares retangulares tensões de cisalhamento e tensões normais, mas estas últimas foram desprezadas na elaboração do programa, pois possuem baixa intensidade. As tensões de cisalhamento causam flambagem local da parede da seção tubular. Para o cálculo do momento torsor resistente em seções retangulares, obtém-se inicialmente os parâmetros de esbeltez por meio das equações da Tabela (6).

Tabela 6 – Parâmetros de esbeltez para verificação a momento torsor em seção retangular

SEÇÃO RETANGULAR	
$\boldsymbol{\lambda}$	$\frac{b_p}{t}$
$\boldsymbol{\lambda_p}$	$2{,}45\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
$\boldsymbol{\lambda_r}$	$3{,}07\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$

Fonte: Próprios autores

Dessa forma, analisa-se:

- Se, $\lambda \leq \lambda_p$

$$T_{Rk} = 0{,}60\ W_T\ f_y \tag{13}$$

- Se, $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$T_{Rk} = \frac{0{,}60\ W_T\ f_y (2{,}45\sqrt{\frac{E_a}{f_y}})}{\frac{b_p}{t}} \tag{14}$$

- Se,$\lambda > \lambda_r$

$$T_{Rk} = \frac{0{,}46\pi^2\ E_a W_T}{\frac{b_p{}^2}{t}} \tag{15}$$

No qual, W_T é o módulo de resistência à Torção elástico e T_{Rk} o momento de torção resistente nominal.

Para as seções circulares calcula-se T_{Rk} por meio do maior valor entre as equações (16) e (17).

$$T_{Rk} = \left(\frac{1{,}23\ E_a W_T}{\frac{d}{t}^{5/4}\sqrt{\frac{L}{d}}}\right) \leq 0{,}60\ W_T\ f_y \tag{16}$$

$$T_{Rk} = \left(\frac{0{,}60\ E_a W_T}{\frac{d}{t}^{3/2}}\right) \leq 0{,}60\ W_T\ f_y \tag{17}$$

A verificação a momento torsor é feita por:

$$T_{Rd} \geq T_{Sd} \tag{18}$$

Para considerar efeitos combinados, deve-se usar a equação de interação (19).

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} + \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd}} \leq 1 \quad (19)$$

2.2. Pilar misto

Para o desenvolvimento dos cálculos referentes ao dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto, os estados últimos limites possíveis para estes elementos foram verificados conforme as normas NBR 16239 (ABNT, 2013) e NBR 8800 (ABNT, 2022).

2.2.1. Força normal de compressão

A fim de verificar os estados limites relativos à compressão, calcula-se a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total ($N_{pl,Rd}$), que é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo dos materiais que compõem o pilar, ou seja, o perfil de aço ($N_{pl,a,Rd}$), o concreto ($N_{pl,c,Rd}$) e a armadura longitudinal ($N_{pl,s,Rd}$), como exposto na equação (20).

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd+} N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (20)$$

Quando a seção é compacta, a força axial resistente de cálculo ($N_{p,Rd}$) é dada por:

$$N_{p,Rd} = N_{pl,Rd} \quad (21)$$

A força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{,Rd}$) é, por fim, calculada conforme a equação (22).

$$N_{,Rd} = \chi N_{p,Rd} \quad (22)$$

No qual, χ é o fator de redução associado à flambagem global, calculado segundo a NBR 16239 (ABNT, 2013).

2.2.2. Momento fletor

Para a análise de uma seção submetida a apenas momentos fletores solicitantes de cálculo, a NBR 8800 (ABNT, 2022) determina a equação (23) para cálculo do $M_{pl,Rd}$, momento resistente de plastificação.

$$M_{pl,Rd} = F_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0{,}5F_{cd}(Z_c - Z_{cn}) + F_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (23)$$

Onde, Z_a, Z_c e Z_s são os módulos de resistência plásticos do aço, concreto e aço da armadura, respectivamente. Já Z_{an}, Z_{cn} e Z_{sn} são os módulos de resistência plásticos referentes à linha neutra, do aço, concreto e aço da armadura, respectivamente.

Considerando seção compacta, o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}), em relação aos eixos relevantes é dado por:

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} \quad (24)$$

2.2.3. Flexo-compressão

Para a verificação dos efeitos combinados da força axial e dos momentos fletores solicitantes de cálculo, pode-se utilizar 3 modelos de cálculo citados pela NBR 8800 (ABNT, 2022).

O modelo de cálculo I da NBR 8800 (ABNT, 2022) utiliza as equações de interação (25) e (26) e os valores obtidos nas equações (22) e (24) para ($N_{,Rd}$) e (M_{Rd}).

- Para $\frac{N_{,Sd}}{N_{,Rd}} \geq 0{,}2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (25)$$

- Para $\frac{N_{,Sd}}{N_{,Rd}} < 0{,}2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (26)$$

No qual, N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$são os momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos x e y da seção transversal e $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ os momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos x e y da seção transversal.

O modelo de cálculo II da NBR 8800 (ABNT, 2022) realiza a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores por meio das equações (27) a (30).

- Se, $N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \frac{1 - N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \qquad (27)$$

- Se, $\frac{1}{2}N_{pl,c,Rd} \leq N_{Sd} \leq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right)\left(\frac{2N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \qquad (28)$$

- Se $0 \leq N_{sd} < \frac{1}{2}N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 + \left(\frac{2N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}}\right)\left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \qquad (29)$$

No qual, $M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são dados, respectivamente, por $0{,}9M_{pl,x,Rd}$ e $0{,}9M_{pl,y,Rd}$, para fy menor ou igual a 350 Mpa, e por $0{,}8M_{pl,x,Rd}$ e $0{,}8M_{pl,y,Rd}$ para fy maior que 350 Mpa e menor ou igual a 450 Mpa.

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são calculados por $0{,}8M_{max,pl,x,Rd}$ e $0{,}8M_{max,pl,y,Rd}$, sendo que $M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$ são os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y. Caso $M_{d,x}$ seja menor que $M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito em relação ao eixo y.

Desta forma, é possível verificar com a equação (30) a flexo-compressão da seção, segundo o método de cálculo II.

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1 \qquad (30)$$

Para o modelo de cálculo III, da NBR 8800 (ABNT, 2022), a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio das equações (31) e (32).

- Se, $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq c_p$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \left(\frac{1-c_p}{c_m}\right)\left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1 \qquad (31)$$

- Se, $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < c_p$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \left(\frac{1-c_m}{c_p}\right)\left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1 \qquad (32)$$

No qual c_m e c_p são coeficientes calculados conforme a NBR 8800 (ABNT, 2022).

2. FERRAMENTA COMPUTACIONAL

A fim de garantir uma maior automatização e rapidez no dimensionamento de pilares com perfis tubulares, foi implementado um programa computacional por meio do MS Excel. O escopo do programa computacional engloba pilares com perfis tubulares de seção circular e retangular, além de pilares mistos preenchidos de concreto. Algumas considerações foram feitas, como pilares bi rotulados, ou seja, com coeficientes de flambagem por flexão iguais a 1 e perfis de seção compacta. Essa segunda consideração é tomada porque o catálogo de perfis utilizado na planilha, catálogo da Tuper (2019), só apresenta perfis de seção compacta, conforme classificação do projeto de norma NBR 8800 (ABNT, 2022).

Para os pilares puramente de aço, considerou- se a análise dos estados-últimos relacionados aos esforços de compressão, flexão, torção, flexo-compressão e flexo – torção.

Já para os pilares mistos, considerou- se os estados limites últimos referentes à compressão e flexo-compressão. O programa calcula as propriedades dos três componentes do elemento estrutural: perfil de aço, concreto do preenchimento do pilar e armadura (se houver), na qual a disposição das barras longitudinais foi considerada conforme Figura 2.

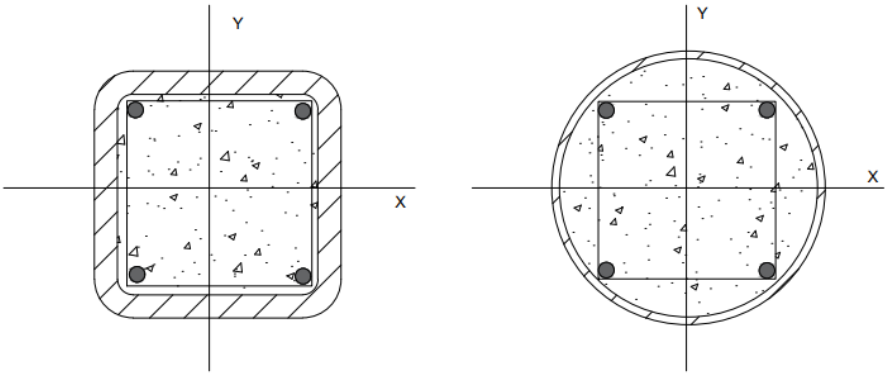


Figura 2 – Disposição da armadura longitudinal na seção transversal

Fonte: Próprios autores

Para a implementação do programa computacional, foram desenvolvidos 5 fluxogramas de cálculo a fim de sequenciar as etapas de dimensionamento e orientar a execução da ferramenta no Excel, que terá sua rotina descrita nos itens subsequentes e fundamentada na NBR 16239 (ABNT, 2013) e NBR 8800 (ABNT, 2022).

O programa impõe como restrições às dimensões dos perfis os dados do catálogo da Tuper (2019). Desta forma, o diâmetro do perfil tubular circular de aço não pode ser inferior a 15,87mm e superior a 339,70mm. Já as dimensões do perfil tubular retangular não devem ser inferiores a 250mm (menor dimensão) e a 350mm (maior dimensão).

Ao considerar que o perfil de aço e concreto trabalham em conjunto, sem escorregamento relativo na superfície de contato, a interação entre os materiais deve ser completa. Além disso, restrições geométricas e de propriedades dos materiais devem ser respeitadas para atender os critérios normativos relativos a pilares mistos. São elas:

- Esbeltez máxima: conforme limite superior apresentados na Tabela (7).

Tabela 7 – Valores limites de esbeltez para seções tubulares preenchidas com concreto.

Descrição	Elemento	Esforço	λ	λ_p	λ_r	Limite superior
Seções tubulares retangulares preenchidas com concreto.	Mesa e Alma	Força axial	b_i/t_i[a]	$2{,}26\sqrt{E/f_y}$	$3{,}00\sqrt{E/f_y}$	$5{,}00\sqrt{E/f_y}$
	Mesa	Momento fletor	b_i/t_i[b]	$2{,}26\sqrt{E/f_y}$	$3{,}00\sqrt{E/f_y}$	$5{,}00\sqrt{E/f_y}$
	Alma	Momento fletor	b_i/t_i[c]	$3{,}00\sqrt{E/f_y}$	$5{,}70\sqrt{E/f_y}$	$5{,}70\sqrt{E/f_y}$
Seções tubulares circulares preenchidas com concreto.	Parede	Força axial	D/t	$0{,}15\,E/f_y$	$0{,}19\,E/f_y$	$0{,}31\,E/f_y$
	Parede	Momento fletor	D/t	$0{,}09\,E/f_y$	$0{,}31\,E/f_y$	$0{,}31\,E/f_y$

[a] b_i é a maior das dimensões entre b_1 e b_2, e t_i, a espessura correspondente;

[b] b_i é a dimensão paralela ao eixo de flexão da seção tubular retangular e t_i, a espessura correspondente.

[c] b_i é a dimensão perpendicular ao eixo de flexão da seção tubular retangular e t_i, a espessura correspondente.

Fonte: NBR 8800 (2022 – Projeto de norma)

- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;

- A área do perfil de aço deve corresponder a, no mínimo, 1% da área total da seção mista;

- O concreto utilizado deve possuir densidade normal;

- O fator de contribuição do aço, igual a

$$\delta = \frac{A_a F_{yd}}{N_{pl,Rd}} \tag{33}$$

deve ser menor que 0,9 e maior que 0,1. Se δ for menor que 0,1, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) e, se δ for superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço segundo NBR 8800 (ABNT, 2008).

- A esbeltez reduzida do pilar $\lambda_{0,m}$ não pode ser maior que 2,0;

- A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0.

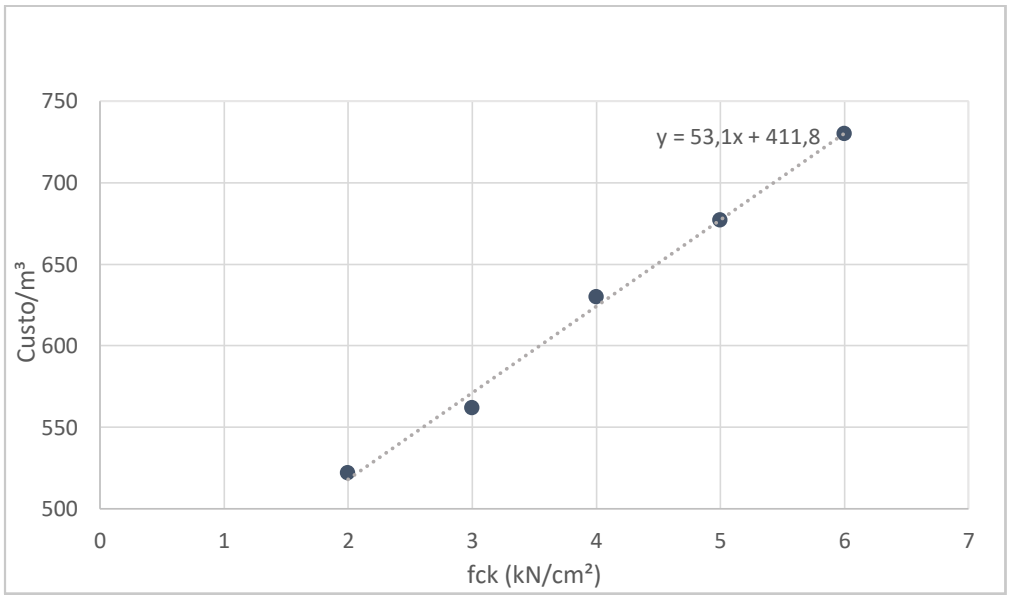
A fim de otimizar as propriedades do pilar em perfil tubular misto ou não, utilizou-se a ferramenta computacional SOLVER. O procedimento vista minimizar o custo linear do pilar.

Como, para pilares não preenchidos, o custo do pilar está diretamente atrelado ao peso da seção, a função SOLVER procura soluções econômicas variando as dimensões da seção,

considerando as limitações impostas pelas normas pela NBR 16239 (ABNT, 2013) e NBR 8800 (ABNT, 2022) e obtendo assim a menor área de aço possível.

Para os pilares mistos, o valor a ser minimizado também é o custo. Para a minimização do preço atribuído ao concreto, foram considerados preços médios para os concretos da grande Vitória, obtidos por meio de consulta às concreteiras locais, de acordo com a resistência à compressão (f_{ck}) utilizada. Desta forma, foi possível estabelecer uma relação direta entre o f_{ck} e o preço médio por meio da reta da equação do Gráfico 1.

Gráfico 1 – Custo do concreto (R$/m³) x Fck (kN/cm²)



Fonte: Próprios autores

Assim, otimizando o f_{ck} , tem-se um custo mínimo para o concreto. Já o aço será minimizado por meio da variação das dimensões da seção, de modo a sempre considerar as limitações de aplicabilidade normativas. O preço unitário considerado para o perfil tubular de aço com costura foi de R$7,90, calculado com base nos valores médios de mercado em junho de 2023.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Exemplos de validação

Para validação do programa computacional implementado, foram resolvidos manualmente exemplos numéricos, cujos resultados foram confrontados com os resultados obtidos pela ferramenta computacional, ver Tabelas 8, 9, 11 e 12.

O primeiro exemplo usado para validação considera um pilar de perfil de aço tubular circular, figura 3, sujeito à flexo-torção, de comprimento igual a 4m e esforços solicitantes T_{Sd} e M_{Sd} iguais a 240kN.m e 100kN.m, respectivamente. Já o segundo exemplo refere-se a um pilar de aço de seção tubular retangular, de comprimento igual a 4m, sujeito à flexo-compressão e submetidos a esforços solicitantes N_{Sd} e M_{Sd} iguais a 296,5kN e 70,9kN.m, respectivamente.

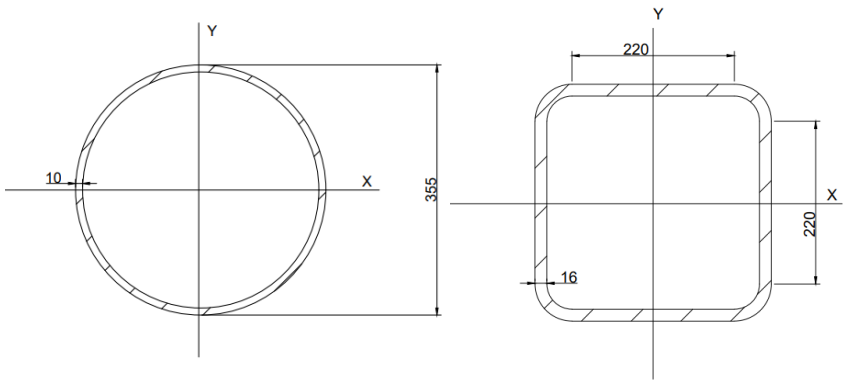


Figura 3 – Exemplos de validação - pilar de aço tubular circular e retangular (medidas em milímetros)

Fonte: produção dos próprios autores.

Tabela 8 – Análise comparativa pilar tubular circular

Pilar tubular circular				
VARIÁVEL	VALOR		Unidade	Diferença
	Programa	Exercício		
RESISTÊNCIA À FLEXÃO (NBR 8800:2008) - FLP				
M_{Rk}	358,42	358,5	kN.m	0,02%
M_{Rd}	325,83	325,91	kN.m	0,02%
RESISTÊNCIA À TORÇÃO				
T_{Rk}	32848,48	32850	kN.cm	0,00%
T_{Rd}	298,62	298,64	kN.m	0,01%
INTERAÇÃO ENTRE ESFORÇOS				
N_{Sd}/N_{Rd}	0,0	0	--	0,00%
M_{Sd}/M_{Rd}	0,3	0,3	--	-0,02%
T_{Sd}/T_{Rd}	0,8	0,8	--	-0,01%

Fonte: produção dos próprios autores.

Tabela 9 - Análise comparativa pilar tubular retangular

Pilar tubular retangular				
VARIÁVEL	VALOR		Unidade	Diferença
	Programa	Exercício		
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (NBR 16239:2013)				
N_e	9634,36	9638	kN	0,04%
λ	0,66	0,68	--	3,07%
χ	0,94	0,93	--	-0,85%
$N_{c,Rd}$	3568,40	3817	kN	6,51%
RESISTÊNCIA À FLEXÃO (NBR 8800:2008) - FLM				
M_{Rk}	30820,26	30835	kN.cm	0,05%
M_{Rd}	280,18	280,32	kN.m	0,05%
INTERAÇÃO ENTRE ESFORÇOS				
N_{Sd}/N_{Rd}	0,08	0,08	--	-6,97%
M_{Sd}/M_{Rd}	0,25	0,25	--	-0,05%

Fonte: produção dos próprios autores.

O exemplo subsequente verifica os esforços de flexo-compressão de um pilar misto com seção tubular circular, de comprimento igual a 4m e esforços solicitantes N_{Sd} e M_{Sd} iguais a 5869kN e 220,7kN.m, respectivamente e outro pilar com seção tubular retangular como apresentado na figura 4, de comprimento igual a 4m e esforços solicitantes N_{Sd} e M_{Sd} iguais a 1300kN e 54kN.m, respectivamente

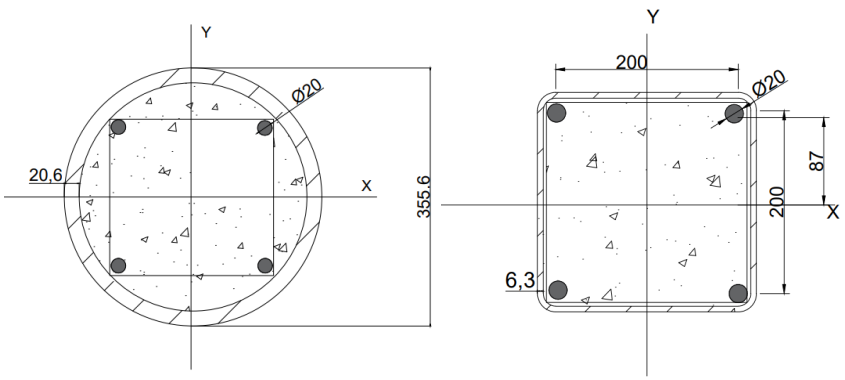


Figura 4 - Exemplo de validação pilar tubular circular e retangular preenchidos

Fonte: produção dos próprios autores.

Tabela 10 - Análise comparativa pilar misto tubular circular

Pilar tubular circular misto				
VARIÁVEL	VALOR		Unidade	Diferença
	Programa	Exercício		
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (NBR 8800:2022)				
N_{Rd}	9092,05	9091,86	kN	-0,002%
RESISTÊNCIA A MOMENTO FLETOR (NBR 8800:2022)				
M_{Rd}	83739,67	83738,56	kN.cm	-0,001%
RESISTÊNCIA À FLEXO - COMPRESSÃO (NBR 8800:2022) - MODELO DE CÁLCULO I				
$Esforços\ combinados$	0,65	0,65	--	0,233%
RESISTÊNCIA À FLEXO - COMPRESSÃO (NBR 8800:2022) - MODELO DE CÁLCULO II				
$Esforços\ combinados$	1,30	1,30	--	-0,577%
RESISTÊNCIA À FLEXO - COMPRESSÃO (NBR 8800:2022) - MODELO DE CÁLCULO III				
$Esforços\ combinados$	0,65	0,65	--	0,000%

Fonte: produção dos próprios autores.

Para a análise dos pilares mistos formados por perfis tubulares retangulares analisou-se a resistência à compressão e à flexão para os três modelos de cálculo, como é possível inferir na tabela (11).

Tabela 11 – Análise comparativa pilar misto tubular retangular

Pilar tubular retangular misto				
VARIÁVEL	VALOR		Unidade	Diferença
	Programa	Exercício		
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (NBR 8800:2022)				
N_{Rd}	2375,89	2377,00	kN	0,05%
RESISTÊNCIA A MOMENTO FLETOR (NBR 8800:2022)				
M_{Rd}	138,14	138,13	kN.m	-0,01%
RESISTÊNCIA À FLEXO - COMPRESSÃO (NBR 8800:2022) - MODELO DE CÁLCULO I				
$Esforços\ combinados$	0,99	1	--	0,59%
RESISTÊNCIA À FLEXO - COMPRESSÃO (NBR 8800:2022) - MODELO DE CÁLCULO II				
$Esforços\ combinados$	1,02	1,00	--	-2,43%

RESISTÊNCIA À FLEXO - COMPRESSÃO (NBR 8800:2022) - MODELO DE CÁLCULO III				
$Esforços\ combinados$	1,01	1,01	--	0,33%

Fonte: produção dos próprios autores.

A partir dos dados das tabelas foi possível encontrar uma diferença média entre o programa e os exemplos de validação em módulo de 0,88%. Este valor é importante para validação do dimensionamento executado pela planilha, averiguação da facilidade e eficácia da ferramenta computacional para o dia a dia de um projetista.

4.2. Otimização

Para a otimização dos pilares de perfil tubular circular e retangular, a função SOLVER encontrou as soluções exposta nas tabelas 12 e 13, respectivamente, considerando a necessidade de uma área mínima e as restrições normativas.

Tabela 12 – Otimização do pilar de seção tubular circular

ELEMENTO	ORIGINAL	OTIMIZADO	UNIDADE
Diâmetro	355,00	339,70	mm
Espessura	10,00	8,74	mm
Área da seção	108,38	90,91	cm²
Custo	672,12	563,78	R$/m

Fonte: produção dos próprios autores.

Tabela 13 - Otimização do pilar de seção tubular retangular

ELEMENTO	ORIGINAL	OTIMIZADO	UNIDADE
Altura	220,00	145,73	mm
Largura	220,00	120,21	mm
Espessura	16,00	16,00	mm
Área da seção	119,58	63,88	cm²
Custo	741,58	396,15	R$/m

Fonte: produção dos próprios autores.

Mediante os resultados das tabelas 12 e 13 é possível perceber que a otimização da seção de aço resulta em uma diferença significativa, que diminui consideravelmente o custo do pilar, sendo que para o pilar circular a redução foi de 16% e para pilar retangular foi de 47%. Contudo, é pertinente salientar que os pilares analisados nos exemplos de validação estão subdimensionados e, portanto, possuem uma "folga" inicial entre os esforços resistentes e os solicitantes. Ademais, é pertinente ressaltar que o resultado otimizado é obtido mediante as limitações impostas pela NBR 16239 (ABNT, 2013) e NBR 8800 (ABNT, 2008), como exposto nas tabelas 14 e 15.

Tabela 14 e 15 – Restrições impostas à ferramenta SOLVER para otimização dos pilares com perfil tubular circular e retangular

RESTRIÇÕES – SEÇÃO CIRCULAR			
VARIÁVEL	CONDIÇÃO	LIMITE	UNIDADE
D	≥	15,9	mm
D	≤	339,7	mm
t	≥	3,0	mm
t	≤	10,0	mm
t/D	≤	10%	--
KL/r	≤	200,0	--
D/t	≤	300,0	--
N_{Sd}/N_{Rd}	≤	1,0	--
M_{Sd}/M_{Rd}	≤	1,0	--
T_{Sd}/T_{Rd}	≤	1,0	--

RESTRIÇÕES – SEÇÃO RETANGULAR			
VARIÁVEL	CONDIÇÃO	LIMITE	UNIDADE
b	≤	250,0	mm
h	≤	350,0	mm
t	≤	37,5	mm
$\lambda_{máx}$	≤	200,0	--
λ	≤	33,5	--
N_{Sd}/N_{Rd}	≤	1,0	--
M_{Sd}/M_{Rd}	≤	1,0	--
T_{Sd}/T_{Rd}	≤	1,0	--

Fonte: produção dos próprios autores.

Para a otimização dos pilares mistos de perfil tubular circular e retangular, a função SOLVER encontrou as soluções exposta nas tabelas 16 e 17, respectivamente, considerando a necessidade de um custo mínimo, que é obtido variando a área de aço, concreto e fck, de modo a considerar as limitações impostas.

Tabela 16 – Otimização do pilar misto de seção tubular circular

ELEMENTO	ORIGINAL	OTIMIZADO	UNIDADE
Diâmetro	355,60	339,70	mm
Espessura	20,60	9,48	mm
Área de aço	216,80	98,35	cm²
fck	4,00	5,00	kN/cm²
Custo	2430,32	661,68	R$/m

Fonte: produção dos próprios autores.

Tabela 17 - Otimização do pilar misto de seção tubular retangular

ELEMENTO	ORIGINAL	OTIMIZADO	UNIDADE
Altura	200,00	225,79	mm
Largura	200,00	236,96	mm
Espessura	6,30	1,52	mm
Área de aço	47,79	13,93	cm²
fck	4,00	5,00	kN/cm²
Custo	317,51	120,81	R$/m

Fonte: produção dos próprios autores.

As tabelas 16 e 17 possibilitam uma análise comparativa entre um elemento otimizado e um elemento não otimizado por meio da discrepância observada entre os elementos. Para um pilar misto de seção tubular circular o custo reduziu em aproximadamente 63%, enquanto para o pilar de seção retangular a redução foi de aproximadamente 62%. A função do custo possui como varáveis a área de aço, concreto, fck, o custo do concreto e do aço e salienta-se que, assim como os exemplos de validação para os pilares de aço, estes exemplos analisados estão subdimensionados.

As restrições impostas para a ferramenta SOLVER provêm da NBR 16239 (ABNT, 2013) e NBR 8800 (ABNT, 2008) e o catálogo da Tuper (2019) como exposto nas tabelas 18 e 19.

Tabela 18 e 19 – Restrições impostas à ferramenta SOLVER para otimização dos pilares mistos com perfil tubular circular e retangular

RESTRIÇÕES – SEÇÃO CIRCULAR				
VARIÁVEL	VALOR	CONDIÇÃO	LIMITE	UNIDADE
δ	0,52	≤	0,90	--
δ	0,52	≥	0,20	--
Aa	98,35	≥	8,75	cm²
fy	35,00	≥	35,00	kN/cm²
fy	35,00	≤	45,00	kN/cm²
fck	5,00	≥	2,00	kN/cm²
fck	5,00	≤	5,00	kN/cm²
N_{Sd}/N_{Rd}	1,00	≤	1,00	--
$Esforços\ combinados$	1,00	≤	1,00	--
$D\ ext$	339,70	≥	15,9	mm
$D\ ext$	339,70	≤	339,7	mm
t	9,48	≥	0,8	mm
t	9,48	≤	16,0	mm

RESTRIÇÕES			
VARIÁVEL	CONDIÇÃO	LIMITE	UNIDADE
δ	≤	0,9	--
δ	≥	0,2	--
Aa	≥	3,3	cm²
$b1/b2$	≤	5,0	--
$b1/b2$	≥	0,2	--
fck	≥	2,0	kN/cm²
fck	≤	5,0	kN/cm²
fy	≥	35,0	kN/cm²
fy	≤	45,0	kN/cm²
N_{Sd}/N_{Rd}	≤	1	--
$Esforços\ combinados$	≤	1	--
$b1$	≤	300,0	mm
$b2$	≤	500,0	mm
t	≤	37,5	mm

Fonte: produção dos próprios autores.

4. CONCLUSÃO

Neste trabalho foi possível implementar uma ferramenta computacional que dimensiona pilares formados por perfis de aço tubular com costura, de modo a avaliar sua eficiência, que apresentou um desvio de 0,89% nos exemplos de validação. Mediante as vantagens que os perfis tubulares dispõem e a aplicabilidade da ferramenta, o dimensionamento se torna mais eficiente e acessível para os projetistas que optam por usá-los, uma vez que apenas são inseridos os dados de entrada e o perfil é analisado quanto aos estados limites últimos.

Ademais, para pilares mistos o dimensionamento é possível verificar para três modelos de cálculos, dispostos pela NBR 8800 (ABNT, 2022), que consideram diversos aspectos e possuem diferentes graus de refinamento.

O programa computacional também possui em seu escopo a otimização dos custos do elemento estrutural. Para as situações apresentadas reduziram em média 33% dos custos para pilares de aço e 62,5% para pilares mistos preenchidos de concreto.

Agradecimentos

Os autores agradecem a Universidade Federal do Espírito Santo e a empresa ArcelorMittal pelo apoio financeiro fornecido durante o desenvolvimento desse trabalho. A primeira autora agradece ao CNPq pela sua bolsa nº 139312/ 2022-6, assim como a quarta autora agradece ao CNPq pela sua bolsa de produtividade nº 309741/2020-3.

REFERÊNCIAS

ABNT, NBR 8261: **Tubos de aço-carbono, com e sem solda, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais — Requisitos.** Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas técnicas, 2019.

ABNT, NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas técnicas, 2008.

ABNT, NBR 8800 (Projeto de revisão): **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas técnicas, 2022.

ABNT NBR 16239: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.** Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas técnicas, 2013.

ARAÚJO, C. J. R. V. **Estudo Experimental do Efeito do Fogo em Pilares Mistos Curtos de Aço e Concreto.** Dissertação de Mestrado. UNICAMP, 2008.

ARAÚJO, A. H. M., REQUENA, J. A. V., MINCHILLO, D. G. V., THOMAZ, S. A. M. **Projeto, Fabricação e Montagem de Estruturas com Perfis Tubulares.** I Congresso Internacional da Construção Metálica - I CICOM. São Paulo, 2016.

BRANCO, R. H. F**. Automação de Projetos de Estruturas Planas Treliçadas Tubulares de Aço com Estudo Comparativo entre Treliças Constituídas por Barras com Ligações Rotuladas e Rígidas**. Dissertação de Mestrado, UNICAMP, 2006.

CANALES, Ana Flávia. **Estudo do dimensionamento de pilares de aço tubulares e pilares mistos de perfis tubulares preenchidos com concreto de acordo com a ABNT NBR 16239: 2013.** 2014. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

COSTA, R. M. X. **O Uso de Perfis Tubulares Metálicos em Estruturas de Edifícios e Sua Interface com o Sistema de Fechamento Vertical Externo.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.

MEYER, Karl Fritz. **Estruturas metálicas: construções com tubos.** KM Engenharia. Belo Horizonte, 2002.

SAMARRA, F. A. **Estudo Numérico-Experimental de Treliças Tubulares Planas para Coberturas Padronizadas para Grandes Vãos.** Dissertação de Mestrado. UNICAMP, 2007.

TUPER. **Tabela técnica de produtos.** São Bento do Sul - SC, 2019.

Tema: Infraestrutura (projeto e elementos construtivos)

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA PASSARELA METÁLICA QUANTO A CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO DE IÇAMENTO

Carlos Alberto Medeiros[1]
Hudson Chagas dos Santos[2]

Resumo

Uma passarela metálica treliçada foi projetada para que a etapa de concretagem de sua laje de piso fosse realizada na posição final de uso em serviço. Porém, para atender cronograma de obra e de eliminação de cimbramentos, a etapa de concretagem foi realizada em solo. Assim, uma reavaliação estrutural da passarela metálica foi feita para o processo de içamento. O presente trabalho apresenta uma análise por elementos finitos para verificação estrutural de uma passarela metálica quanto a condição de carregamento de içamento. A análise foi desenvolvida via Método dos Elementos Finitos. O carregamento de içamento da passarela foi definido para uma combinação última de construção estabelecida por ações permanentes de peso próprio da passarela e de uma ação variável de vento lateral. A verificação estrutural para a passarela metálica foi realizada utilizando o módulo *Steel Design* do programa RFEM6 da Dublal e considerando critérios da norma ANSI/AISC 360-16. Então, foi constado que a passarela metálica treliçada é segura para a condição de carregamento de içamento e com taxa máxima de trabalho de 52,8%.

Palavras-chave: Passarela metálica; Verificação estrutural; Análise por elementos finitos; Içamento.

STRUCTURAL ASSESSMENT FOR A STEEL TRUSS FOOTBRIDGE UNDER LIFTING LOADING CONDITION

Abstract

A steel truss footbridge was designed considering the slab casting phase in your final floor position. However, to compress the construction schedule and to avoid frameworks, the slab casting phase was executed on the ground. Thus, a structural reassessment of the steel truss footbridge was made for the lifting process. The paper presents a finite element analysis for the structural assessment of a steel truss footbridge regarding the lifting loading condition. A finite element model was built. The lifting loading condition was defined from self-weight loads and lateral wind load. The structural assessment for the steel truss footbridge was done by RFEM's Steel Design module according to ANSI/AISC 360-16 standard. Then, it was verified that the steel truss footbridge is safe for the lifting loading condition and with a maximum design ratio of 52.8%.

Keywords: Steel footbridge; Structural assessment; Finite element analysis; Lifting condition

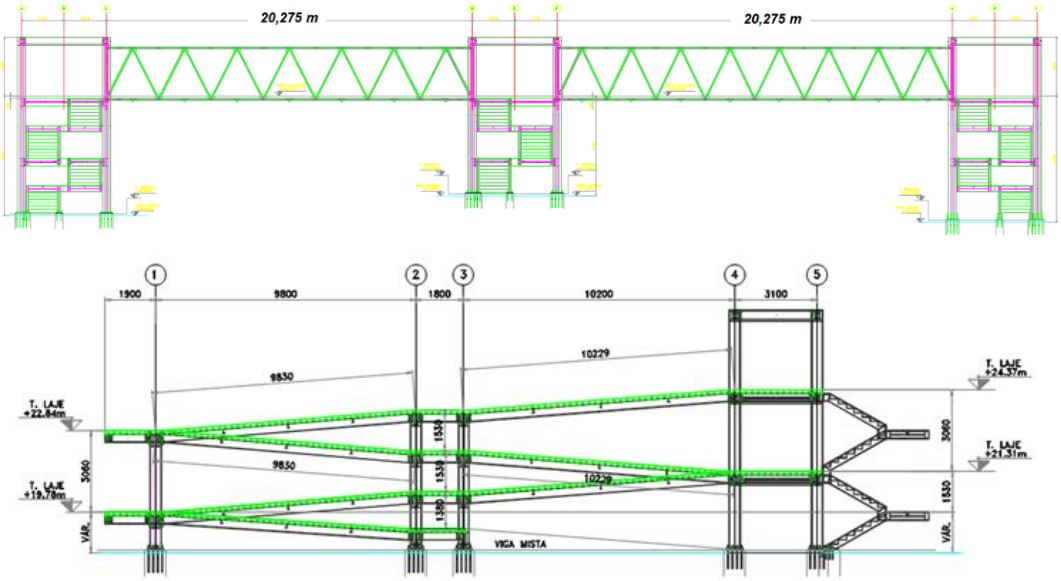
[1] Engenheiro Civil, Mestre, ENGFEA, São Paulo, São Paulo e Brasil.

[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Instituto Federal do Piauí, Teresina, Piauí e Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Uma passarela metálica treliçada composta por dois vãos de 20,275 m de comprimento cada, largura de 2,50 m e altura de 2,65 m, como mostrada na Figura 1, foi projetada para um terminal rodoviário em Belém do Pará.

Figura 1 – Passarela metálica treliçada e torres de acesso.



O projeto estrutural da passarela metálica treliçada foi desenvolvido considerando a etapa de concretagem da laje de piso da passarela na sua posição final de uso em serviço. Porém, para atender cronograma de obra e eliminação de cimbramentos, a etapa de concretagem foi realizada em solo e uma operação de içamento da passarela foi demandada. Contudo, essa condição de carregamento de içamento da passarela não foi prevista no projeto estrutural.
Ao se projetar uma estrutura deve-se levar em conta todos os esforços que podem atuar sobre esta durante a fase de uso bem como durante a fase construtiva. No caso de passarelas, deve-se evitar falhas estruturais como mostrada na foto da Figura 2, por exemplo, na perda de estabilidade das diagonais de uma passarela metálica durante o seu içamento.

Figura 2 – Falha estrutural em uma passarela metálica durante operação de içamento.



Fonte: www.youtube.com/watch?v=6UDtQw0RdxE

Cúnico (2018) afirma que o dimensionamento da estrutura a ser içada e dos componentes destinados à sua movimentação deve considerar um fator de amplificação dinâmico de modo a levar em conta os efeitos dinâmicos globais resultantes dos movimentos da estrutura, do guindaste e do carregamento do vento. A norma ABNT NBR8400-Parte 1:2019 apresenta valores de coeficiente dinâmico (ψ), determinado em função da velocidade da elevação da carga.

Análises por elementos finitos são amplamente empregadas na verificação de estruturas em geral. Kindmann (2011) apresenta os fundamentos teóricos, metodologias de análise e procedimentos numéricos baseados no Método dos Elementos Finitos e conforme a norma Eurocode 3. Sugianto e Indriani (2017) desenvolveram uma análise por elementos finitos com o programa SAP200 e considerando critérios da norma AISC-ASD89 para validar reforços estruturais em plataformas offshore de petróleo para condições de carregamentos de içamento.

O presente trabalho tem como objetivo desenvolver uma verificação estrutural utilizando o módulo de estruturas metálicas de um programa comercial de análise por elementos finitos para uma passarela metálica treliçada quanto à condição de carregamento de içamento.

Inicialmente é feita uma descrição do sistema estrutural da passarela metálica e do sistema de içamento empregado. Um modelo de elementos finitos de viga é elaborado para o sistema estrutural da passarela. A condição de carregamento de içamento da passarela é representada por uma combinação última de construção estabelecida a partir de ações permanentes de peso próprio das estruturas e de uma ação variável de vento lateral. Uma análise linear estática por elementos finitos é processada para determinar o valor do máximo esforço solicitante de compressão atuante dentro de grupos de perfis tubulares da estrutura da passarela metálica. Então, uma verificação para o sistema estrutural da passarela metálica treliçada é realizada utilizando o módulo *Steel Design* disponível no programa RFEM6 da Dlubal e considerando a norma ANSI/AISC 360-16 para obter resultados da máxima taxa de trabalho para grupos de perfis tubulares da passarela metálica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Descrição da Passarela Metálica Treliçada e do Sistema de Içamento

Figura 3 apresenta as dimensões geométricas de comprimento, altura e largura do sistema estrutural da passarela metálica treliçada.

Figura 3 – Dimensões geométricas do sistema estrutural da passarela metálica treliçada.

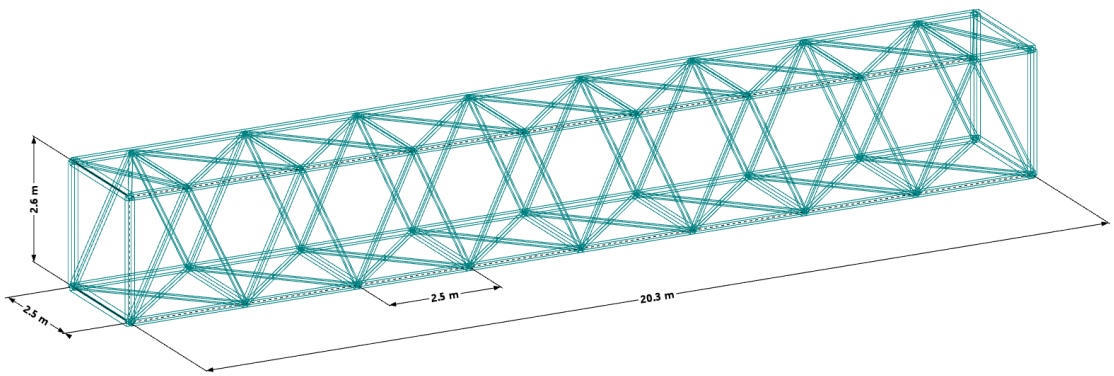


Figura 4 identifica os perfis do sistema estrutural da passarela metálica treliçada que possui perfis tubulares de 101 mm x 8,0 mm para os elementos longitudinais do banzo superior e perfis tubulares de 101 mm x 5,8 mm para os elementos longitudinais do banzo inferior. O travamento transversal dos banzos são constituídos por perfis tubulares de 60,5 mm x 5,5 mm e para sustentação do piso em steel deck são adotados perfis W150 x 18. As diagonais da passarela metálica treliçada tem perfis tubulares de 73 mm x 5,0 mm e próximo as torres de acesso da passarela são utilizados perfis tubulares de 101 mm x 5,8 mm. Nas extremidades da passarela são adotados perfis retangulares tubulares de 127 mm x 127 mm x 9,5 mm.

Figura 4 – Identificação dos perfis do sistema estrutural da passarela metálica treliçada.

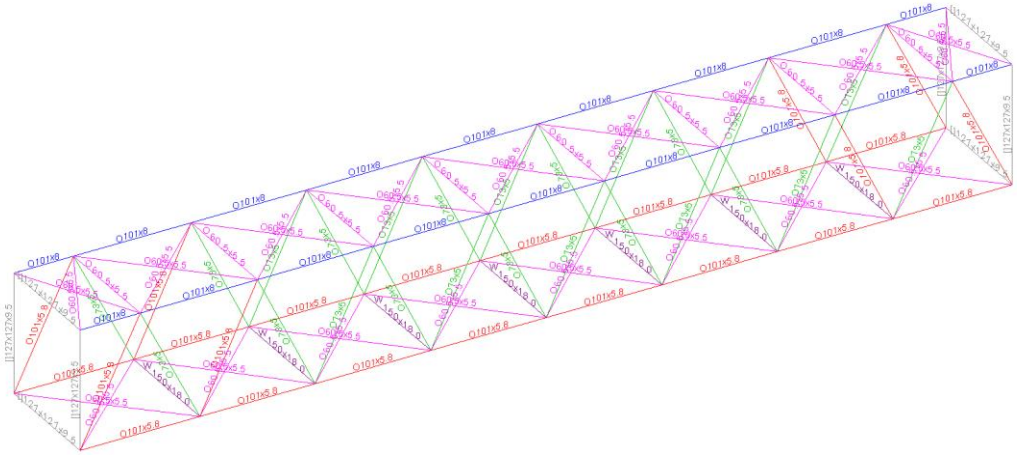
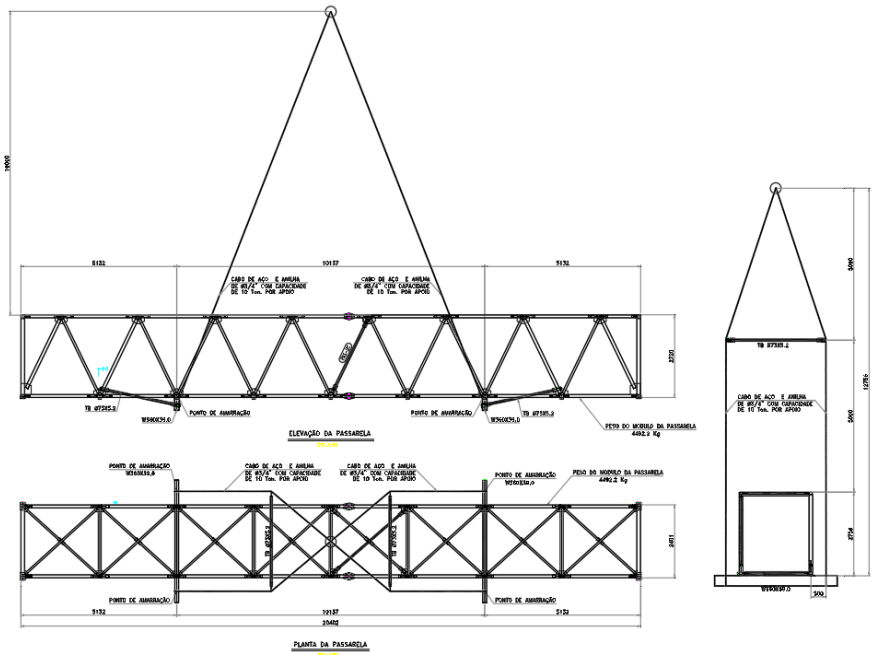


Figura 5 apresenta o sistema de içamento utilizado para a passarela metálica treliçada e que é constituído por cabos de aços de uma polegada (25,4 mm) de diâmetro, Berço de perfis metálicos W360x39 e na parte superior por perfis tubulares de 73 mm x 5,2 mm.

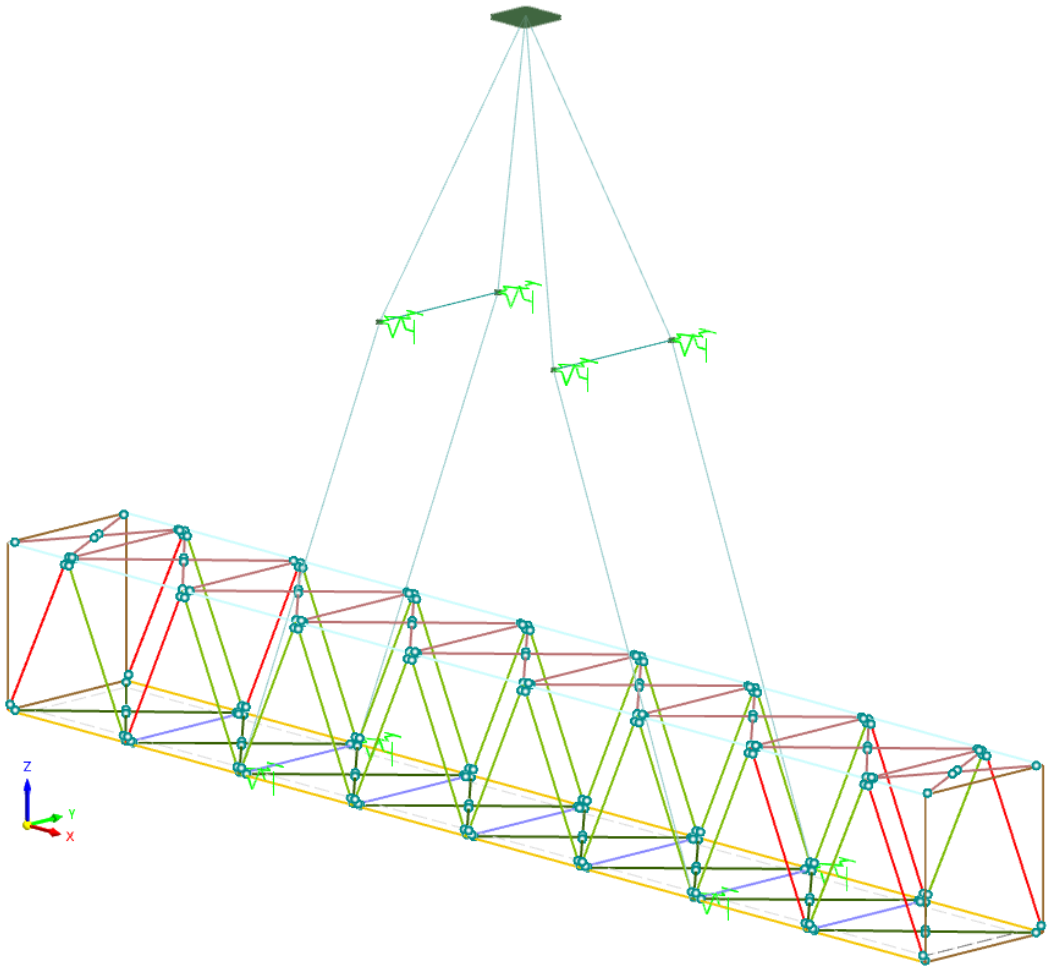
Figura 5 – Sistema de içamento por cabos para a passarela metálica treliçada.



2.2 Modelo de Elementos Finitos

Figura 6 mostra o modelo computacional de elementos finitos elaborado para o sistema estrutural da passarela metálica treliçada e do sistema de içamento por cabos. As barras dos perfis da passarela metálica treliçada foram modeladas com elementos finitos de viga e os cabos do sistema de içamento foram modelados com elementos finitos de cabo de comportamento linear. A laje steel deck foi representada por uma superfície de transferência de cargas.

Figura 6 – Modelo de elementos finitos do sistema estrutural da passarela metálica treliçada.



Vale aqui mencionar que as barras dos elementos das diagonais e dos travamentos transversais dos banzos da passarela foram rotuladas em suas extremidades.

2.3 Ações e Combinação Última de Construção

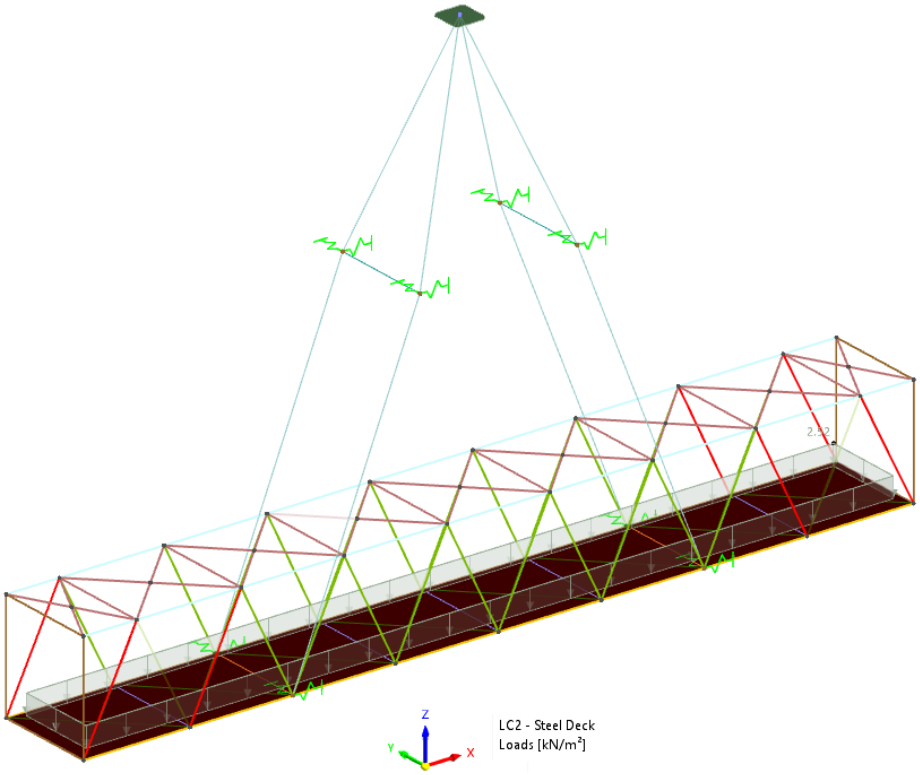
Para verificação do sistema estrutural da passarela metálica treliçada quanto a condição de carregamento de içamento foram consideradas as seguintes ações:

- Ações devidas ao peso próprio da estrutura metálica da passarela treliçada.

- Ação permanente de peso próprio da laje em steel deck e com valor de 2,52 kN/m^2 como mostrado na Figura 7.

O peso próprio da laje de steel deck de 2,52 kN/m^2 foi definido a partir de informações obtidas no catálogo da Metform (2019) para um Steel Deck MF-75, com espessura da telha-fôrma de 0,95 mm e laje com altura total de 140 mm.

Figura 7 – Ação permanente de peso próprio da laje de steel deck.



- Ação variável de vento lateral de valor igual a 1,28 kN/m e que foi aplicada nos elementos dos banzos inferior e superior da passarela metálica treliçada como mostrado na Figura 8.

A ação variável de vento lateral de valor igual a 1,28 kN/m foi estabelecida conforme procedimetros apresentados na norma ABNT NBR 6123:1988 e para os seguintes dados de projeto:

Velocidade Básica V_o = 32 m/s

Fator topográfico S1 = 1

Fator S2 = 0,83 (Categoria IV, Classe B, z = 10 m)

Fator S3 = 1,1

Velocidade Característica: V_k = Vo x S1 x S2 x S3 = 29,22 m/s

Pressão Dinâmica q = 0,613 V_k^2 = 523 N/m^2 = 0,523 kN/m^2

A Força de Arrasto foi calculada pela expressão Fa = Ca x q x Ae

onde:

Ca: Coeficiente de Arrasto

q: Pressão Dinâmica do Vento

Ae: Área frontal efetiva de obstrução ao movimento do vento.

O índice de área exposta é dado por $\emptyset = \frac{A_e}{A_c}$

Para passarela aqui estudada, tem-se ϕ = 0,165.

Da Figura 6 da norma NBR 6123 foi encontrado o valor do coeficiente de arrasto Ca = 1,83.

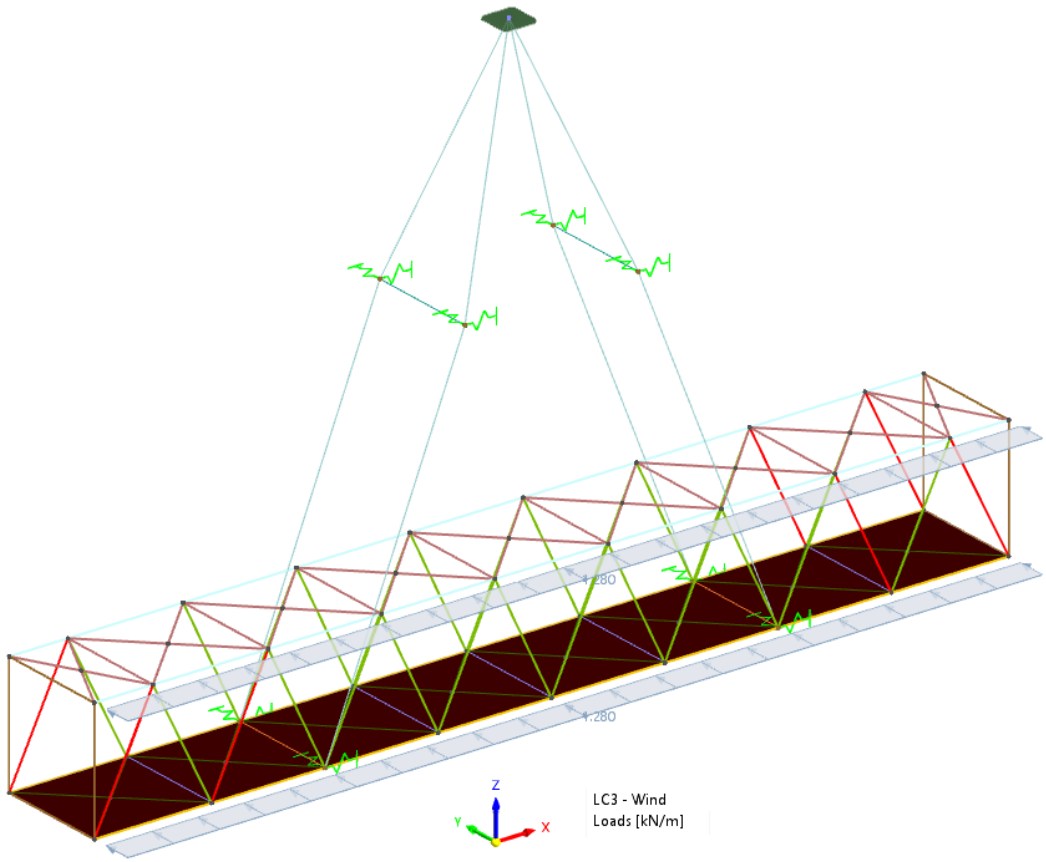
Sendo a favor da segurança foi adotado Ae = Ac.

E considerando a altura da passarela igual a 2,7 m.

Logo, a força de arrasto por metro linear é Fa = 1,83 x 0,52 x 2,7 = 2,56 kN/m.

Assim, para cada banzo da passarela: Fa = 2,56 kN/m / 2 = 1,28 kN/m.

Figura 8 – Ação variável de vento lateral.



Vale aqui informar que a norma americana ANSI/AISC 360-16 foi adotada para a verificação estrutural da passarela metálica treliçada. E que a norma ANSI/AISC 360-16 afirma em seu item B2. LOADS AND LOAD COMBINATIONS que as ações e combinações de ações de projeto devem ser elaboradas conforme códigos de normas de construções aplicáveis. Dessa forma, a combinação última de construção foi estabelecida conforme a expressão do item 4.7.7.2.2 da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 1 lista os valores valores de coeficientes de ponderação de ações apresentados na norma ABNT NBR 8800:2008 e que foram utilizados na definição da combinação última de construção.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação das ações.

Combinação	Ações permanentes		Ações variáveis
	Peso próprio de estruturas Metálicas (PP)	Peso próprio de estruturas moldadas no local (CP)	Vento Lateral (W)
Especiais ou de Construção.	1,15	1,25	1,2

A combinação última de construção foi definida como:

$$F_d = PP \times 1{,}15 \times \psi + CP \times 1{,}25 \times \psi + W \times 1{,}2 \quad (1)$$

Ressalta-se que a Equação 1 considera um coeficiente dinâmico (ψ) de 1,2, como recomendado pela norma ABNT NBR 8400-1 (2019), e que foi aplicado apenas para as ações permanentes.

2.4 Verificação Estrutural para a Passarela Metálica Treliçada

Para verificação estrutural da passarela metálica treliçada foi utilizado o módulo *Steel Design* disponível no ambiente do programa RFEM6 da Dublal e com a consideração de critérios de cálculos apresentados na norma ANSI/AISC 360-16.

Vale esclarecer que a escolha da norma americana ANSI/AISC 360-16 para desenvolvimento do presente trabalho foi feita devido ao fato que a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 ainda não se encontra implementada no módulo *Steel Design* do programa RFEM6 da Dlubal. E que as expressões de verificação de cálculo presentes na norma americana se assemelham com as apresentadas na norma brasileira.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Figura 9 apresenta resultados de esforços normais atuantes nos perfis tubulares da passarela metálica treliçada obtidos da análise estática linear de elementos finitos.

Figura 9 – Esforços de normais atuantes nos perfis tubulares da passarela metálica treliçada.

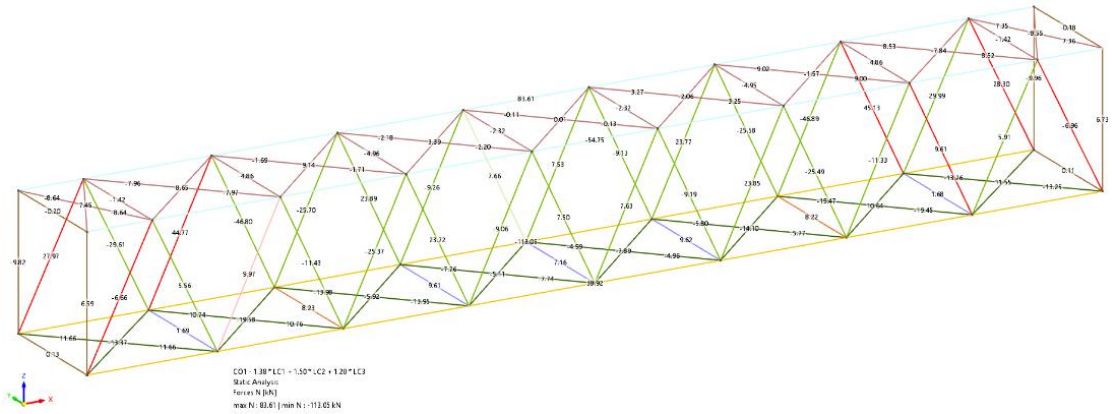


Tabela 2 apresenta um resumo de resultados de esforços máximos de compressão atuante nos grupos de perfis tubulares da passarela metálica treliçada.

Tabela 2 – Esforços máximos de compressão atuantes nos grupos de perfis da passarela.

Perfis tubulares da Passarela Metálica	Esforços Máximos de Compressão (kN)
Perfis 101 mm x 8.0 mm (Banzo superior)	54,75
Perfis 101 mm x 5.8 mm (Banzo inferior)	113,05
Perfis 73 mm x 5.0 mm (Diagonais)	46,89
Perfis 101 mm x 5.8 mm (Diagonais)	6,96
Perfis 60.5 mm x 5.5 mm (Travementos banzo sup.)	8,64
Perfis 60.5 mm x 5.5 mm (Travementos banzo inf.)	19,58
Perfis W150 x 18	1,45
Perfis 127 mm x 127 mm x 9,5 mm	9,96

Figura 10 apresenta resultados de taxa de trabalho nos perfis tubulares da passarela metálica treliçada obtidos com o módulo *Steel Design* do programa RFEM6.

Figura 10 – Taxa de trabalho dos perfis da passarela metálica treliçada.

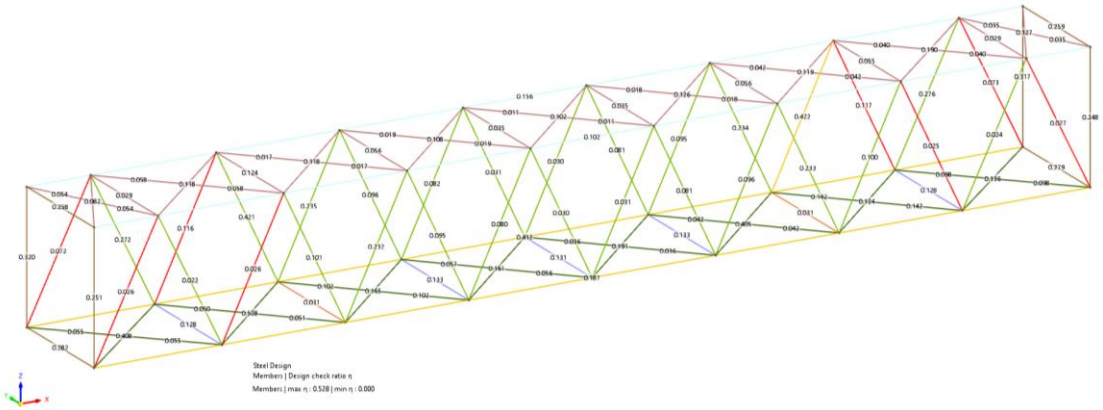


Tabela 3 apresenta um resumo de resultados da máxima taxa de trabalho encontrados para os grupos de perfis tubulares da passarela metálica treliçada.

Tabela 3 – Taxa de trabalho para os elementos da passarela metálica treliçada.

Perfis tubulares da Passarela Metálica	Máxima Taxa de Trabalho (%)
Perfis 101 mm x 8.0 mm (Banzo superior)	15,6
Perfis 101 mm x 5.8 mm (Banzo inferior)	41,2
Perfis 73 mm x 5.0 mm (Diagonais)	42,2
Perfis 101 mm x 5.8 mm (Diagonais)	11,7
Perfis 60.5 mm x 5.5 mm (Travementos banzo sup.)	19,0
Perfis 60.5 mm x 5.5 mm (Travementos banzo inf.)	52,8
Perfis W150 x 18 (	13,3
Perfis 127 mm x 127 mm x 9,5 mm	32,0

4 CONCLUSÃO

O sistema estrutural de uma passarela metálica treliçada foi verificado para a condição de carregamento de içamento que não foi prevista em projeto. A análise estática linear de elementos finitos apresentou um resumo de resultados de esforços máximos de compressão atuantes nos grupos de perfis tubulares da passarela metálica treliçada. A verificação estrutural da passarela metálica treliçada utilizando o módulo *Steel Design* do programa RFEM6 da Dublal e com a consideração da norma ANSI/AISC 360-16 apresentou o resultado da taxa máxima de trabalho igual a 52,8%. Portanto, foi constantado que o sistema estrutural da passarela metálica treliçada é seguro para a condição de carregamento de içamento.

REFERÊNCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.
[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR8400: Equipamentos de elevação e movimentação de carga - Regras para projeto - Parte 1: Classificação e cargas sobre as estruturas e mecanismos. Rio de Janeiro, ABNT, 2019.
[3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.
[4] AISC 360-16 (2019): Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
[5] Cúnico, M. N. Cálculo e análise do fator de amplificação dinâmica em içamentos off-shore não submersos utilizando balsas guindaste, com foco em descomissionamento de plataformas de petróleo. Dissertação (mestrado). Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.
[6] Kindmann, R., Kraus, M. Steel Structures Design Using FEM. Ernest & Sohn, Berlin, Germany, 2011.
[7] Sugianto, A., Indriani, A. M. Analysis of offshore platforms lifting with fixed pile structure type (fixed platform) based on ASD89. AIP Conference Proceedings 1903, 020023 (2017).

Tema: Construções leves estruturadas em aço

DIMENSIONAMENTO DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO NA COMPRESSÃO AXIAL: INTERAÇÃO LD ENTRE MODOS DE FLAMBAGEM LOCAL E DISTORCIONAL

Gustavo Yoshio Matsubara[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo
Os perfis de aço formados a frio, PFF, com amplo emprego na construção civil, apresentam a flambagem como principal característica do ponto de vista do comportamento estrutural. Fabricados a partir de chapas finas de aço, resultam em elementos com seção esbelta e, portanto, sujeitas aos modos de flambagem local (L), distorcional (D) e global (G). O presente trabalho trata de resultados de pesquisas sobre a interação entre modos de flambagem, com possíveis consequências nas futuras revisões da norma ABNT NBR 14762, dirigida ao projeto de estruturas em PFF. Destaca-se o tratamento para o caso da interação local-distorcional, LD, assunto que encontra resultados consistente em pesquisas recentes, que confirmam a importância desse modo de flambagem, assim como a necessidade de se produzir soluções simples e seguras para o dimensionamento dos PFF submetidos ao modo de flambagem LD.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio; Interação LD entre modos de flambagem; Dimensionamento estrutural; Método da resistência direta.

DESIGN OF STEEL COLD-FORMED COLUMNS: LOCAL-DISTORTIONAL BUCKLING MODES INTERACTION LD

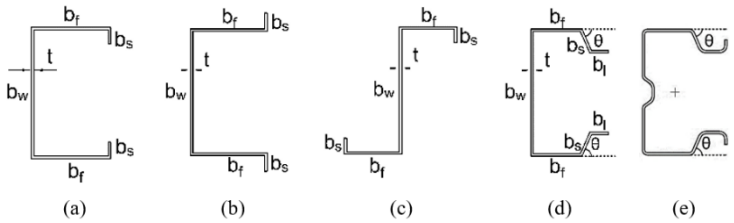
Abstract
Cold-formed steel members (CFS) are widely used in civil construction. Their structural behavior is mainly characterized by buckling performance. CFS members, manufactured from thin steel sheets, are classified as thin-walled structures and are susceptible to local (L), distortional (D) and global (G) buckling modes. The present study focuses on the interaction between buckling modes and its potential impact on the future revisions of the ABNT NBR 14762 code, which governs the design of CFS structures. The primary focus is on the local-distortional buckling interaction (LD), which has received significant attention in recent research. The findings confirm the importance of this buckling mode and highlight the necessity of establishing simple and reliable design solutions for CFS members subjected to LD buckling.

Keywords: Cold-formed steel members; LD buckling modes interaction; Structural design; Direct strength method.

[1] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, aluno de doutorado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
[2] Doutor em Engenharia Civil, Professor Titular, Departamento de Estruturas da POLI, Programa de Engenharia Civil da COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Perfis de aço formados a frio, PFF, são fabricados com chapas de aço finas, resultando em elementos estruturais de paredes finas (*thin-walled structures*), adequados para sistemas estruturais leves. As geometrias mais habituais estão ilustradas na figura 1. Variações de geometria dos PFF podem ser obtidas alterando-se o ângulo entre o enrijecedor de bordo (b_s) e a mesa (b_f), bem como incorporando enrijecedores intermediários para aprimorar o desempenho da seção transversal frente aos modos de flambagem local (L) e distorcional (D). O foco da presente investigação são os PFF abertos apresentados na figura 1, embora as seções compostas por associação de um ou mais PFF's sejam objeto de inúmeras aplicações,



permitindo a fabricação de seções fechadas com ligações soldadas ou parafusadas.

Figura 1: Tipos de seção transversal de PFF examinados como colunas na presente pesquisa: (a) U enrijecido Ue, (b) cartola; (c) Z enrijecido Ze; (d) rack; (e) rack com alma enrijecida.

A Figura 2 ilustra os modos de flambagem local (L), distorcional (D) e globais (G) por flexão e por flexo-torção de PFF com seção U enrijecido (Ue) na compressão axial. Adicionalmente, é apresentado o modo de flambagem local-distorcional LD. Estes resultados foram obtidos com o *software* FStr (*Finite Strip Computer Application*) [1], direcionado para a análise da flambagem elástica de barras com seção esbelta, com seção transversal aberta ou fechada, submetidas a carregamento de compressão axial, de flexão simples ou de combinações arbitrárias de flexo-compressão ou flexo-tração. Essa ferramenta de análise é fundamental para as aplicações de dimensionamento estrutural dos PFF's, permitindo a identificação dos modos de flambagem e as respectivas cargas críticas que devem ser consideradas nas equações de resistência no estado limite último (ELU), preconizadas na norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 [2].

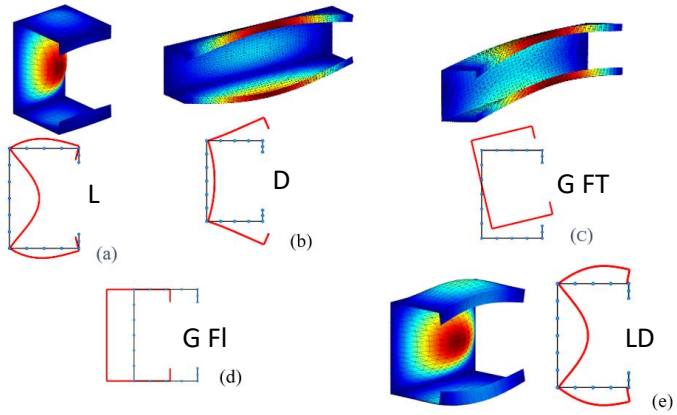


Figura 2: Modos de flambagem de PFF de seção U enrijecido na compressão axial: (a) local L, (b) distorcional D, (c) G flexo torção, (d) G flexão, (e) interação LD (resultados do *software* FStr).

Para o dimensionamento dos PFF's, devemos nos referir ao Método da Resistência Direta, MRD, (*Direct Strength Method*, DSM), originalmente proposto por Schafer e Peköz [3], seguindo a concepção teórica original de Hancock *et al* [4], tendo sido incorporado nas normas Norte-Americana [5] e Australiana [6], assim como na norma ABNT NBR 14762:2010 [2]. Merece destaque, ainda, a formulação do Método das Seções Efetivas (MSE) proposto por Batista [7] e incluído na referida norma brasileira, que conduz a resultados convergentes com aqueles obtidos pelo MRD.

A formulação do MRD incluída na NBR 14762 inclui as equações 1 para o cálculo da resistência das barras de PFF na compressão axial. Esse conjunto de equações considera os modos de flambagem G, L e D de forma isolada, e a interação LG entre os modos local e global, respectivamente P_{nG}, P_{nL}, P_{nD} e P_{nLG}, onde $P_y=Af_y$ é a carga plástica, P_G, P_L e P_D são as forças críticas de flambagem global, local e distorcional, respectivamente, λ_G, λ_L e λ_D são os índices de esbeltez nos respectivos modos de flambagem. Não há, portanto, a previsão do modo de interação LD.

$$\chi_n = \begin{cases} \left(0{,}658^{\lambda_G{}^2}\right) & \lambda_G \leq 1{,}50 \\ \left(\frac{0{,}877}{\lambda_G{}^2}\right) & \lambda_G > 1{,}50 \end{cases} \tag{1.a}$$

$$P_{nG} = \chi_n \, P_y \tag{1.b}$$

$$\boldsymbol{P_{nL}} = \left(\mathbf{1} - \frac{\mathbf{0{,}15}}{\boldsymbol{\lambda_L}^{\mathbf{0{,}80}}}\right)\frac{\boldsymbol{P_y}}{\boldsymbol{\lambda_L}^{\mathbf{0{,}80}}} \quad \text{com} \quad \boldsymbol{\lambda_L} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{P_y}}{\boldsymbol{P_L}}} \tag{1.c}$$

$$\boldsymbol{P_{nLG}} = \left(\mathbf{1} - \frac{\mathbf{0{,}15}}{\boldsymbol{\lambda_{LG}}^{\mathbf{0{,}80}}}\right)\frac{\boldsymbol{P_{nG}}}{\boldsymbol{\lambda_{LG}}^{\mathbf{0{,}80}}} \quad \text{com} \quad \boldsymbol{\lambda_{LG}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{P_{nG}}}{\boldsymbol{P_L}}} \tag{1.d}$$

$$P_{nD} = \left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_D{}^{1{,}20}}\right)\frac{P_y}{\lambda_D{}^{1{,}20}} \quad \text{com} \quad \lambda_D = \sqrt{\frac{P_y}{P_D}} \tag{1.e}$$

A seguir, será demonstrada a relevância do modo LD para o dimensionamento de PFF's na compressão axial.

2 RELEVÂNCIA DO MODO DE FLAMBAGEM DE INTERAÇÃO LOCAL-DISTORCIONAL LD

Resultados anteriores dos autores [8, 9] revelaram que o modo LD de interação de flambagem pode afetar colunas de PFF com seção Ue, justificando a sua consideração para fins de projeto estrutural. Sob certas condições da geometria da seção transversal, do comprimento L, das condições de extremidade da barra e da tensão de escoamento do aço f_y, pode-se identificar colunas com relação entre os índices de esbeltez reduzido para os modos L e D, respectivamente λ_L e λ_D, muito próximos. Essa condição se expressa pelo fator $R_{\lambda DL}=\lambda_D/\lambda_L$ próximo de 1,0, indicando a (forte) possibilidade de interação entre os modos flambagem L e D, conforme ilustrado na figura 2(e). Esta hipótese foi confirmada pela comparação entre os resultados de resistência de colunas de perfis Ue obtidos pelo método dos elementos finitos (MEF) [8,10,11,12], P_{FEM}, com as equações 1 do MRD, com $P_n=\min\{P_{nG}, P_{nLG}, P_{nD}\}$: P_{FEM}/P_n *vs*. $R_{\lambda DL}$, conforme apresentado na figura 3, considerando-se o índice de esbeltez da coluna λ_{maxLD} =

max{λ_L, λ_D} variando de 1,00 a 2,50. Observa-se nesses resultados que a formulação baseada no MRD, disponível na norma brasileira para o cálculo da resistência das colunas de seção Ue, P_n, resulta insatisfatória, com valores de P_{FEM}/P_n largamente inferiores a 1,00, revelando a preponderância da interação LD na faixa de $R_{\lambda DL}$, aproximadamente, entre 0,45 e 1,05, com máximo efeito para $R_{\lambda DL}$≈0,8.

A Figura 4 apresenta a comparação de resultados experimentais de colunas Ue [13-18], P_{EXP}, com os valores obtidos do MRD, P_n, exibindo o mesmo padrão observado nos resultados numéricos ilustrados na figura 3. Adicionalmente, a figura 5 apresenta os resultados de simulação pelo MEF para colunas de PFF de seção rack [10,12,19]. Os resultados confirmam as mesmas observações anteriores, indicando que a importância do modo de flambagem LD não está restrita a seções do tipo Ue.

Estes resultados justificam a investigação que será apresentada na próxima seção, para a solução do ELU de barras de PFF na compressão axial, no caso do modo de flambagem LD.

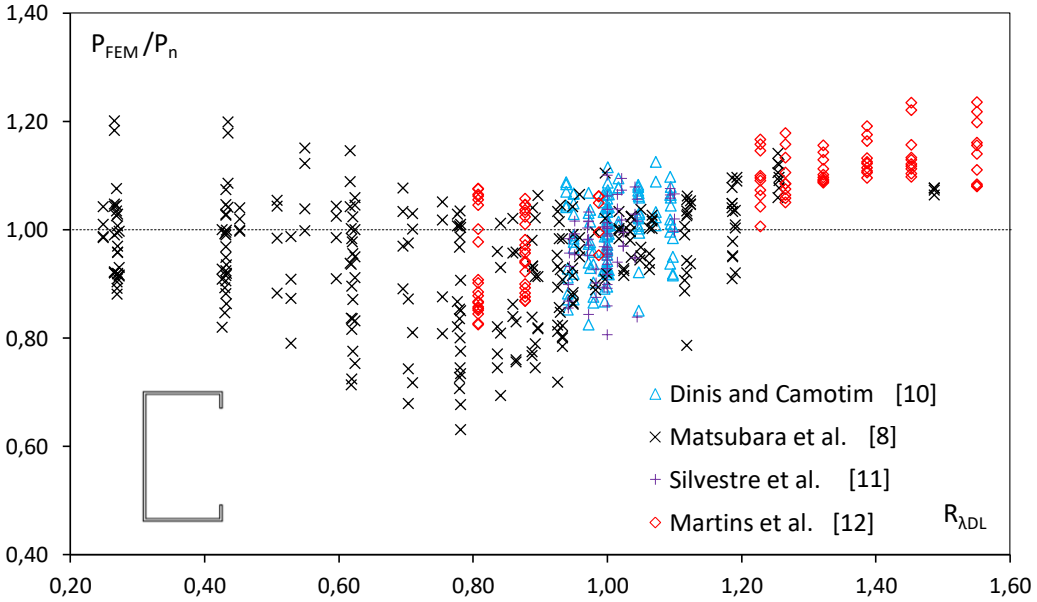


Figura 3: Comparação entre resultados de resistência de colunas de PFF de seção Ue, P_{FEM}/P_n *vs* $R_{\lambda DL}$, obtidos pelo MEF, P_{FEM}, e calculados com as prescrições do MRD incluídas na norma NBR 14762:2010, P_n.

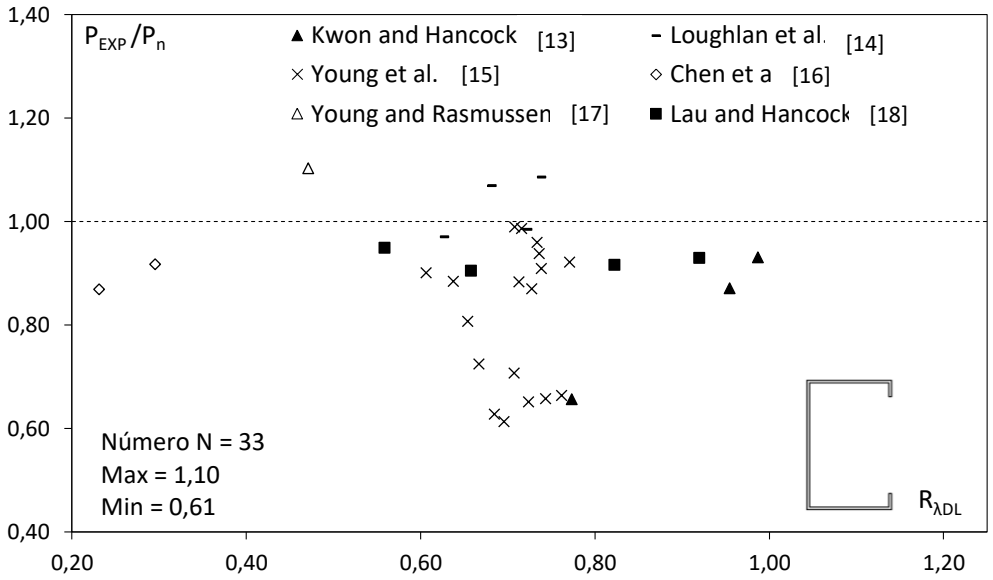


Figura 4: Comparação entre resultados de resistência de colunas de PFF de seção Ue, P_{EXP}/ P_n *vs* $R_{\lambda DL}$, obtidos experimentalmente, P_{EXP}, e calculados com as prescrições do MRD incluídas na norma NBR 14762:2010, P_n.

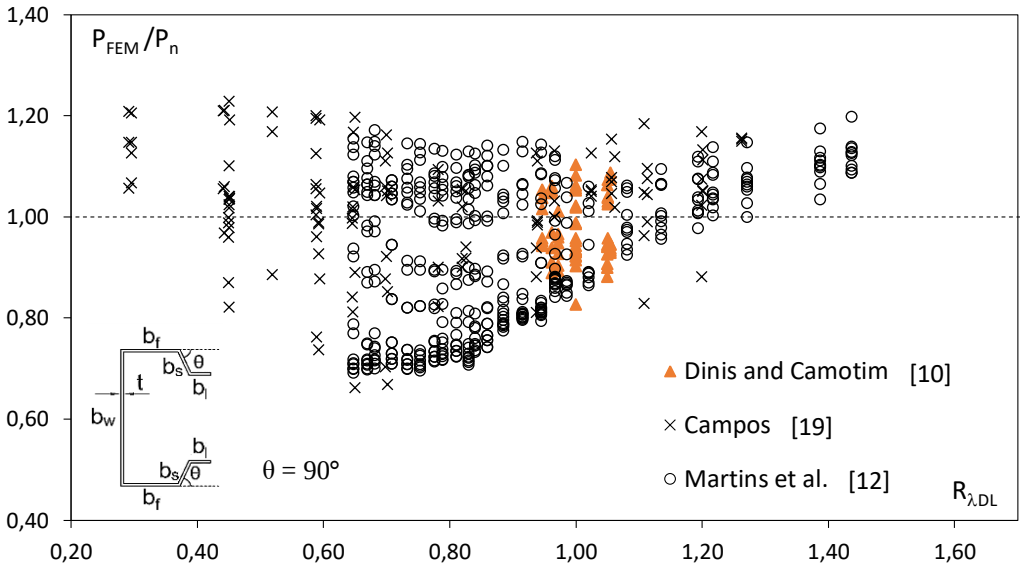


Figura 5: Comparação entre resultados de resistência de colunas de PFF de seção rack, P_{FEM}/ P_n *vs* $R_{\lambda DL}$, obtidos pelo MEF, P_{FEM}, e calculados com as prescrições do MRD incluídas na norma NBR 14762:2010, P_n.

3 MODELO DE ANÁLISE PELO MEF

O modelo de análise numérica pelo MEF foi desenvolvido em elementos de casca, conforme ilustrado na figura 6, com auxílio do software Ansys [19], segundo as seguintes premissas:

(i) Elemento quadrilateral SHELL 181, com 6 graus de liberdade por nó e malha com 5mm de lado. Essa dimensão de malha foi previamente comprovada como eficiente, pela convergência de resultados com malhas de menor dimensão.

(ii) Nas extremidades das colunas foram incluídas chapas rígidas de aço, com 25mm de espessura, de acordo com o procedimento experimental adotado nas referências consideradas na presente pesquisa. Os deslocamentos foram totalmente restringidos nas extremidades, exceto na direção axial da coluna. Considerou-se, ainda, um nó com deslocamentos axial restringido na seção a meio comprimento da coluna (L/2).

(iii) O carregamento foi aplicado com um forças concentradas aplicadas no centroide das seções de extremidade da coluna de PFF.

(iv) O módulo de elasticidade adotado foi E=210 GPa e o coeficiente de Possion ν=0,30.

(v) A plasticidade do material seguiu o modelo bi linear isotrópico, com o escoamento segundo o critério de von Mises e material isotrópico.

(vi) O método do comprimento de arco (método modificado de Riks), foi adotado para permitir a aproximação da carga limite de forma precisa, associada à formação de mecanismo elastoplástico de colapso estrutural, na transição do equilíbrio estável para instável.

(vii) Foram adotadas imperfeições geométricas iniciais na forma do primeiro modo de flambagem, L ou D, obtido pela análise prévia da solução de primeira ordem da flambagem. A amplitude máxima adotada das imperfeições foi de 10% da espessura da chapa (0,1t).

(viii) As tensões residuais não foram consideradas, levando-se em conta que esse efeito pode ser tomado como desprezível no caso de seções de aço de paredes finas formadas a frio [20].

(ix) Os cantos dobrados arredondados dos PFF foram adotados como retos, levando-se em conta que essa condição garante representação adequada do comportamento estrutural [9].

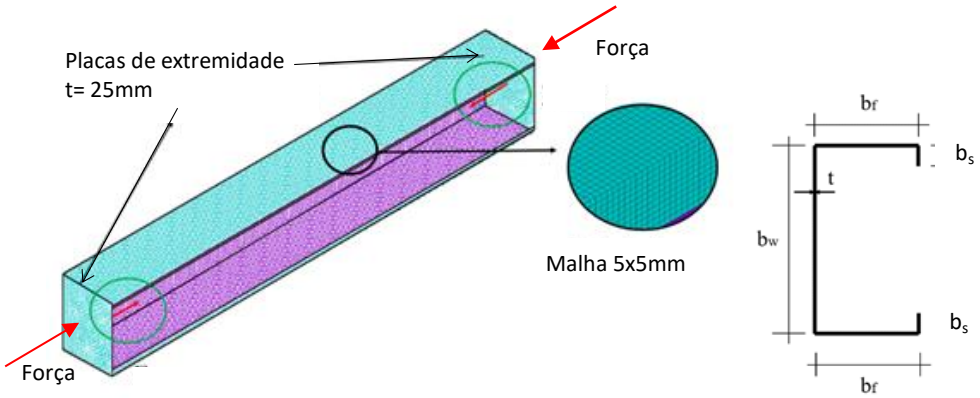


Figura 6: Modelo de análise pelo MEF, em elementos de casca SHELL 181 (Ansys).

4 DESENVOLVIMENTO DE PROCEDIMENTO PARA DIMENSIONAMENTO LD

Levando em conta a calibração prévia do modelo no MEF [8], o procedimento de elaboração das equações de cálculo da resistência das barras de PFF de seção tipo Ue sujeitas a compressão axial, foi desenvolvido com auxílio do modelo descrito anteriormente e seguindo as seguintes premissas:

(i) A resistência deve ser definida pela equação 4, genérica do tipo Winter, seguindo-se a configuração usual adotada na norma brasileira NBR 14762.

(ii) Os coeficientes A e B da equação 4 foram determinados com base em resultados de análise não linear elastoplástica, obtidos com auxílio do modelo do MEF. Para isso, foram obtidos resultados para uma ampla variação das principais variáveis do problema: a esbeltez da seção $\lambda_{maxLD} = \max\{\lambda_L, \lambda_D\}$ variando de 1,0 a 2,5; a razão entre aos índices de esbeltez D e L, $R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$, variando de 0,27 a 1,49.

A título de exemplo, figura 7 apresenta os resultados para $R_{\lambda DL}$= 0,87 e λ_{maxLD} igual a 1,00; 1,50; 2,00 e 2,50. Nesse caso, a equação do tipo Winter foi ajustada com interpolação da curva de tendência pelo método dos mínimos quadrados, resultando nos coeficientes A=0,17 e B= 1,36. Reunindo-se o conjunto de resultados obtidos com as variáveis do problema, λ_{maxLD} e $R_{\lambda DL}$, foi definida a superfície de resistência P_{nLD} expressa nas equações 4, 5 e 6. A figura 8 ilustra a calibração das equações 5 e 6, referidas aos coeficientes A e B, respectivamente, em função do parâmetro $R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$. Finalmente, a figura 9 apresenta o desenvolvimento da superfície de resistência em formato paramétrico, P_{nLD}/P_y, em função das variáveis do problema $R_{\lambda DL}$ e λ_{maxLD}.

$$\boldsymbol{P_{nLD} = P_y = Af_y} \quad \text{para} \quad \lambda_{maxLD} \leq \sqrt[B]{0{,}50 + \sqrt{0{,}25 - A}} \qquad (4.a)$$

$$P_{nLD} = \left(1 - \frac{A}{\lambda_{maxLD}{}^{B}}\right)\frac{P_y}{\lambda_{maxLD}{}^{B}} \quad \text{para} \quad \lambda_{maxLD} > \sqrt[B]{0{,}50 + \sqrt{0{,}25 - A}} \qquad (4.b)$$

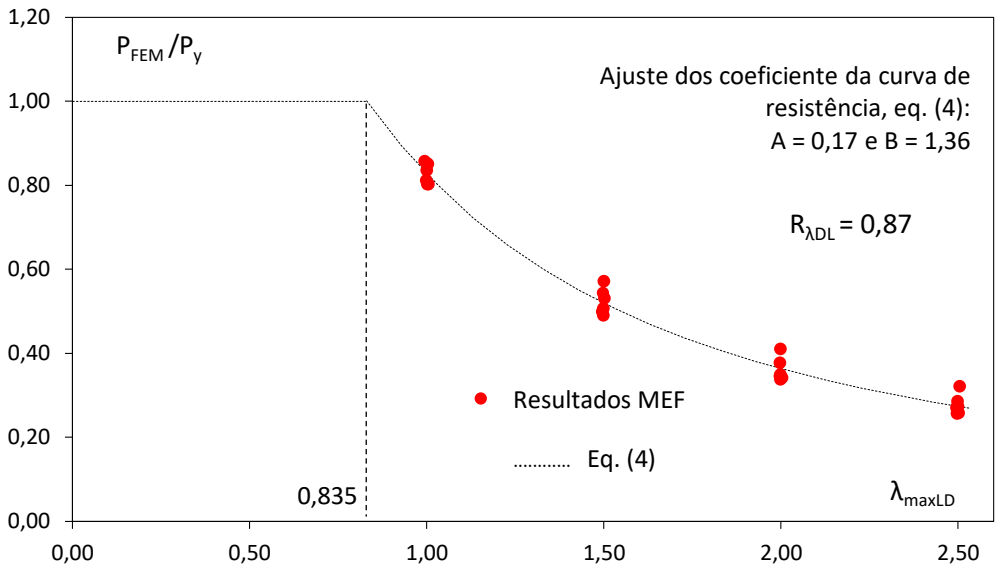


Figura 7: Exemplo do resultado de calibração dos coeficientes A e B da curva de resistência, para $R_{\lambda DL}$=0,87 e λ_{maxLD} igual a 1,00; 1,50; 2,00 e 2,50.

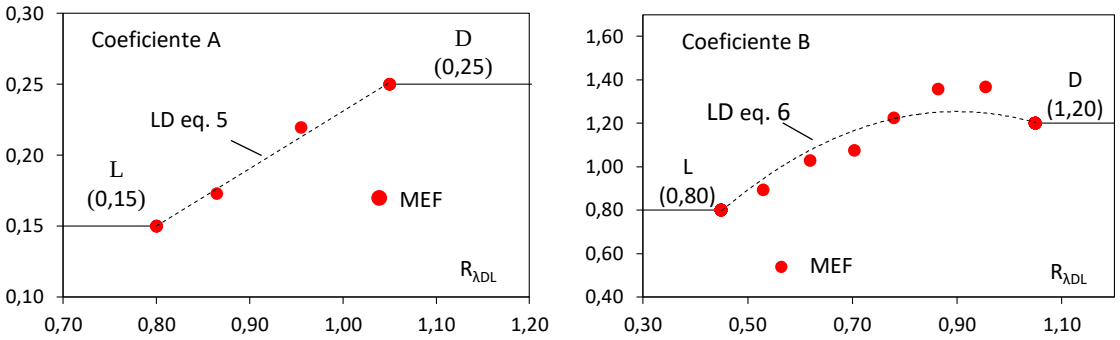


Figura 8: Resultados obtidos pelo MEF e curvas de tendência dos coeficientes da equação 4 de resistência: (a) coeficiente A, (b) coeficiente B.

$$A = \begin{cases} 0{,}15 & R_{\lambda DL} < 0{,}80 \\ 0{,}40\, R_{\lambda DL} - 0{,}17 & 0{,}80 \le R_{\lambda DL} \le 1{,}05 \\ 0{,}25 & R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \quad (5)$$

$$B = \begin{cases} 0{,}80 & R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ -2{,}26 {R_{\lambda DL}}^2 + 4{,}06 R_{\lambda DL} - 0{,}57 & 0{,}45 \le R_{\lambda DL} \le 1{,}05 \\ 1{,}20 & R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \quad (6)$$

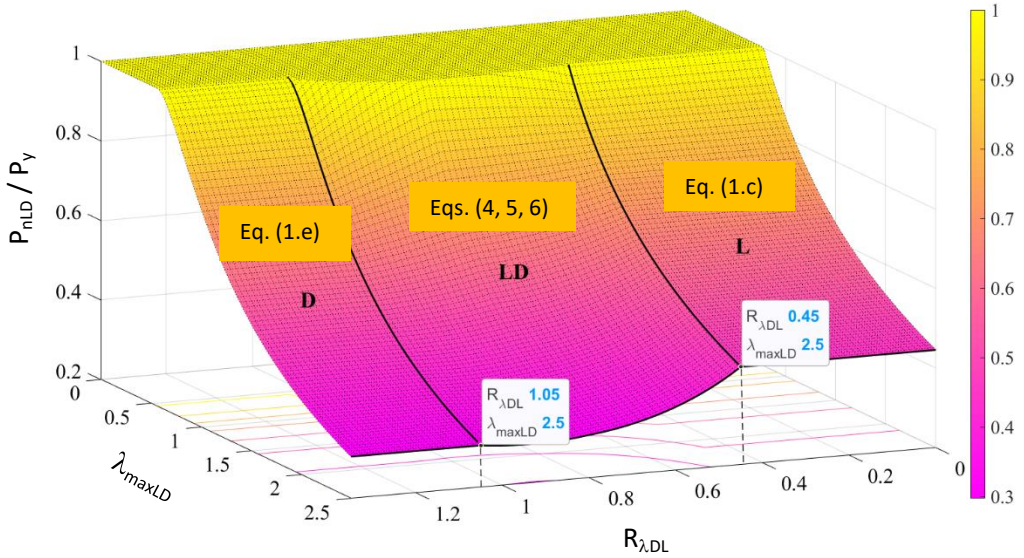


Figura 9: Superfície paramétrica de resistência P_{nLD}/P_y: (i) P_{nLD} pelas equações 4.a e 4.b para flambagem LD, (ii) equação 1.c para a flambagem L e (iii) equação 1.e para a flambagem D.

5 CALIBRAÇÃO DA FORMULAÇÃO PROPOSTA

A confiabilidade das equações 4, 5 e 6, propostas para o cálculo da resistência estrutural, foi testada de acordo o LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), incluído na norma norte

americana [5], e expresso na equação 7, onde: (i) C_ϕ=1,52 é o fator de correção, (ii) M_m=1,10 é o valor médio do fator material, (iii) F_m=1,00 é o valor médio do fator fabricação, (iv) V_M = 0,10 é o coeficiente de variação do fator material, (v) V_F = 0,05 é o coeficiente de variação do fator fabricação, (vi) C_p é o fator de correção em função ao número de ensaios, (vii) β_0 = 2,50 é o índice de confiabilidade-alvo, (viii) V_Q = 0,21 é o coeficiente de variação do fator de carga, e (ix) P_m e V_p são, respectivamente, o valor médio e o coeficiente de variação da razão entre os valores exato (experimental ou segundo o MEF) e proposto da carga última (equações 4 a 6).
A presente análise de confiabilidade está relacionada às prescrições do LRFD para razão entre cargas permanentes (G) e variáveis (Q) igual a G/Q=0,20, bem como à combinação de cargas 1,2G+1,6Q. Para combinação de cargas significativamente diferentes destes parâmetros, podem ser tomados valores atualizados de C_ϕ e V_Q, tal como previsto por Meimand e Schafer [21]. Adicionalmente, é pertinente destacar que, na norma brasileira NBR 14762, adota-se o coeficiente de ponderação da resistência $\gamma=1/\phi$.

$$\phi = C_\phi M_m F_m P_m e^{-\beta_0\sqrt{V_M^2+V_F^2+C_p V_p^2+V_Q^2}} \quad (7)$$

A comparação entre os resultados numéricos pelo MEF com os resultados da resistência de colunas de PFF com seção U enrijecido calculados com base nas equações 4, 5 e 6, P_{uFEM}/P_{nLD}, está apresentada na figura 10: para 575 resultados, obteve-se valor médio de 1,02, coeficiente de variação de 0,08 e coeficiente de ponderação da resistência $\gamma=1/\phi=1/0,91=1,10$. Esse resultado indica que a metodologia proposta está adequada, com γ inferior ao valor previsto na norma NBR 14762, γ=1,2.

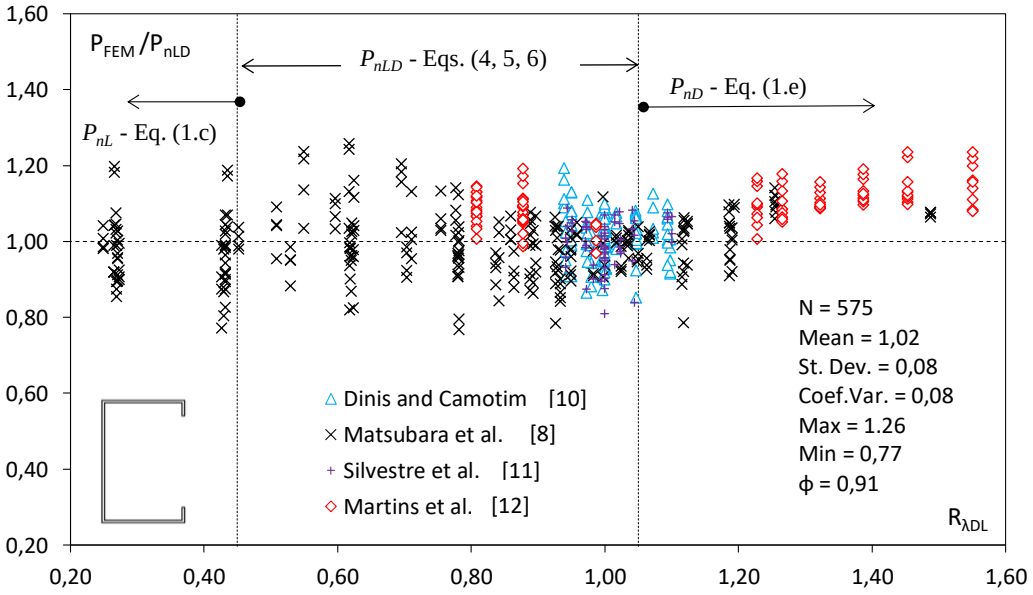


Figura 10: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção U enrijecido.

A figura 11 apresenta a comparação para o conjunto de resultados experimentais, P_{EXP}/P_{nLD}. Os resultados indicam valor médio de 0,95, coeficiente de variação de 0,08 e coeficiente de ponderação da resistência γ =1/ϕ=1/0,84=1,19, este último atendendo ao valor sugerido na

norma NBR 14762. Esses resultados atestam que o procedimento proposto para o cálculo da resistência de PFF de seção Ue na compressão axial atende os preceitos da norma brasileira NBR 14762:2010.

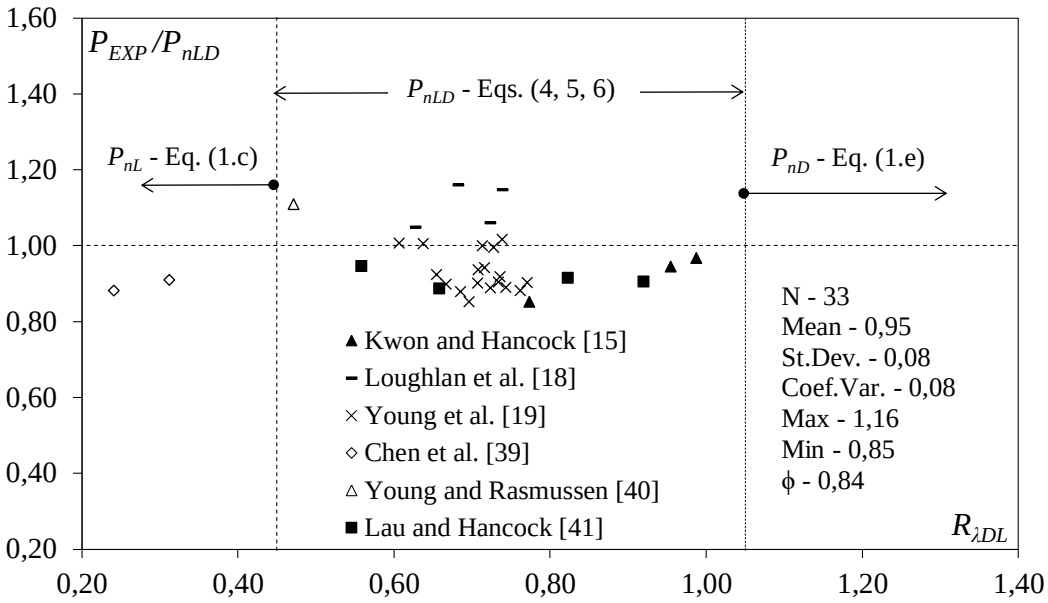


Figura 11: Comparação entre resultados experimentais e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{EXP}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção U enrijecido.

Adicionalmente às análises realizadas para colunas com seção Ue, foram obtidos resultados numéricos como o modelo do MEF para colunas com seções Z enrijecido, rack e cartola. As figuras 12, 13 e 14 apresentam os resultados para as seções Ze, rack e cartola, respectivamente, com valores médios muito próximos da unidade (1,06, 1,04 e 10,6, respectivamente), coeficiente de variação não superiores a 10% (0,06, 0,10 e 0,06, respectivamente) e coeficiente de ponderação da resistência $\gamma=1/\phi$ igual a 1,04, 1,09 e 1,04, respectivamente para as colunas com seção Ze, rack e cartola. Estes resultados indicam que as colunas de PFF formadas pelas seções de aplicação mais usuais, sujeitas ao modo de flambagem de interação LD, podem ser dimensionadas com a base na metodologia proposta.

6 COMENTÁRIOS SOBRE AS SEÇÕES RACK

As colunas com seção do tipo rack, geralmente aplicadas para sistemas industriais de armazenamento porta paletes, merecem considerações especiais. A forma básica usual do PFF rack são as apresentadas na figura 15, com uma geometria aproximada de $b_f/b_w \leq 0,40$ e ângulo θ entre 50 e 65 graus. Enrijecedores intermediários na alma são muito comuns, bem como a distribuição típica de furos ao longo do montante para fins de ligação com as longarinas. Os autores da presente investigação estão cientes dessas propriedades geométricas particulares dos montantes do tipo rack, pois os sistemas de armazenamento para fins logísticos são, na verdade, soluções padronizadas, particulares de cada fabricante de sistema porta palete. De qualquer forma, o método de projeto proposto provou ser capaz de definir resultados precisos da resistência da coluna da seção básica do rack, como pode ser observado nos resultados anteriores e seguintes.

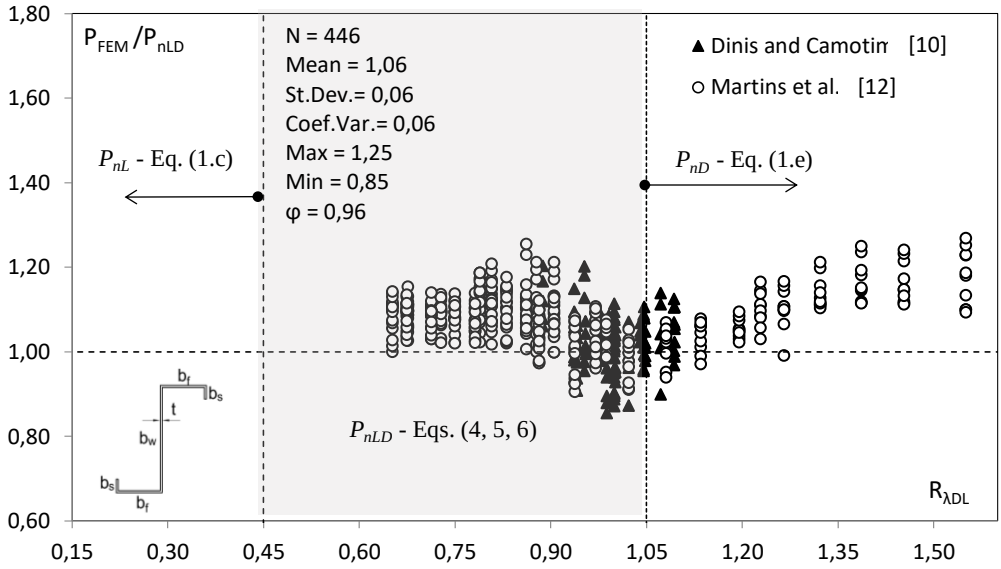


Figura 12: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção Z enrijecido.

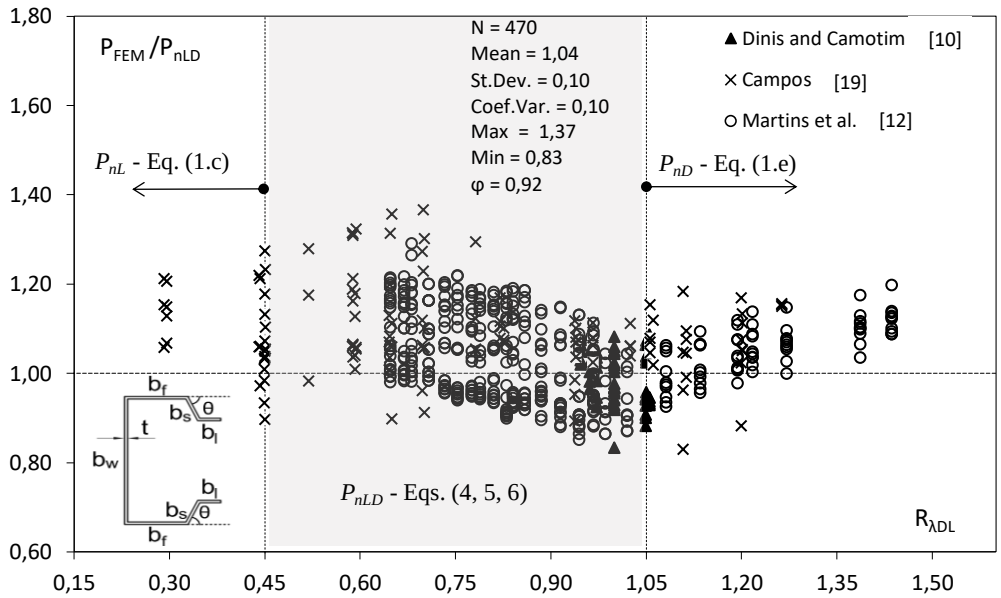


Figura 13: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção rack com ângulo θ=90°.

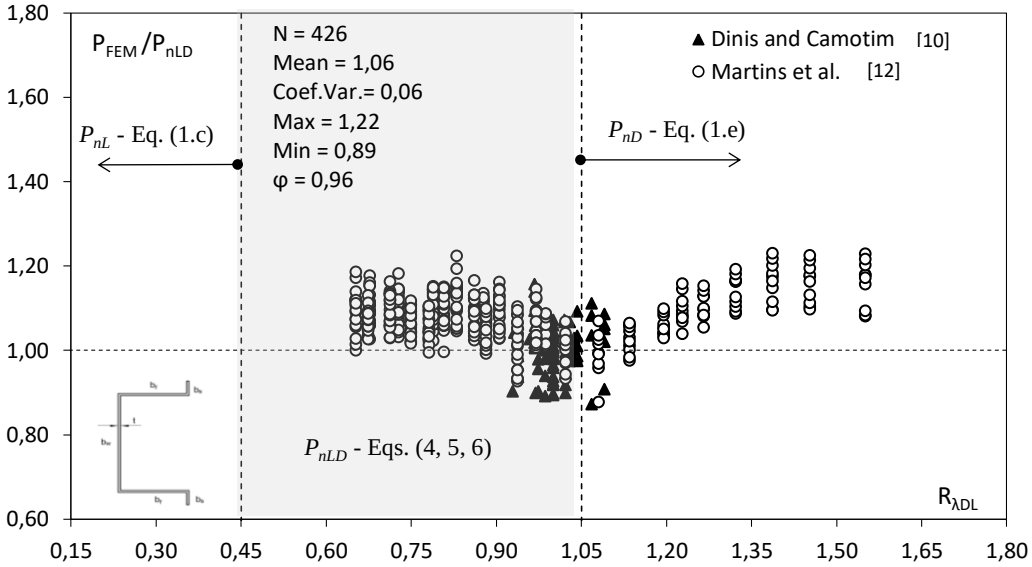


Figura 14: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção do tipo cartola.

Para verificar o efeito do ângulo θ na proposta de resistência, colunas adicionais do tipo rack foram testadas pelos autores, com base no modelo MEF, considerando as seguintes propriedades: (i) $0{,}51 \leq b_f/b_w \leq 0{,}90$, $0{,}11 \leq b_s/b_w \leq 0{,}23$ e $0{,}11 \leq b_l/b_w \leq 0{,}23$, (ii) ângulo θ igual a 50 e 65 graus, (iii) $R_{\lambda DL}$ igual a 0,50, 0,70, 0,90 e 1,10, e (iv) índice de esbeltez λ_{maxLD} igual a 1,00, 1,50, 2,00 e 2,50. Os resultados estão incluídos nas figuras 15 e 16, respectivamente para θ de 50 e 65 graus. Embora incomum em seções do tipo rack, a relação mesa-alma b_f/b_w de 0,51 a 0,90 é necessária, para incluir o modo de flambagem distorcional e a interação LD, permitindo a investigação na região sensível ao modo de flambagem LD, com $R_{\lambda DL}$ variando entre 0,45 e 1,05.

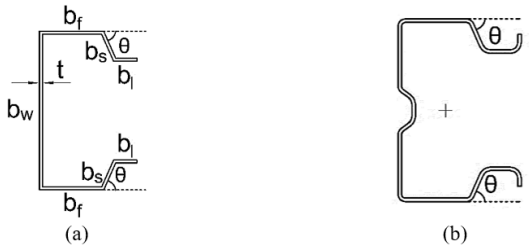


Figura 14: Geometria da seção rack: (a) seção típica estudada, (b) exemplo de seção rack adotada por fabricantes de sistemas porta paletes.

Os resultados obtidos indicam valores médios próximos da unidade e coeficiente de variação de 10% para as seções com θ igual a 50 e 65 graus, e coeficiente de ponderação da resistência $\gamma=1/\phi$ iguais a 1,18 e 1,12 (γ <1,20), respectivamente. Estes resultados confirmam que o procedimento proposto pode ser aplicado de forma segura nos casos de colunas do tipo rack, sensíveis ao modo de flambagem LD.

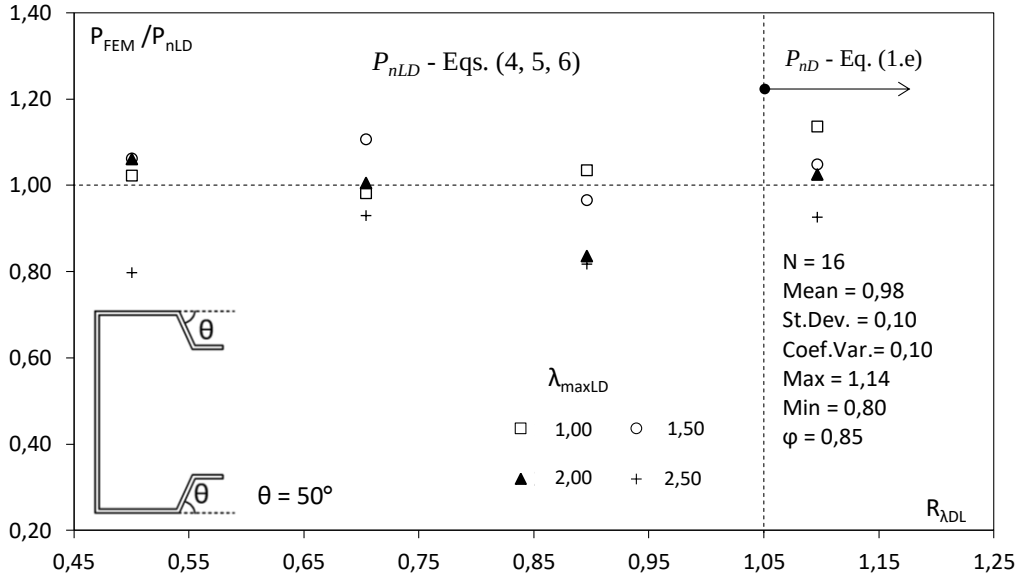


Figura 15: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção rack com ângulo θ=50 graus.

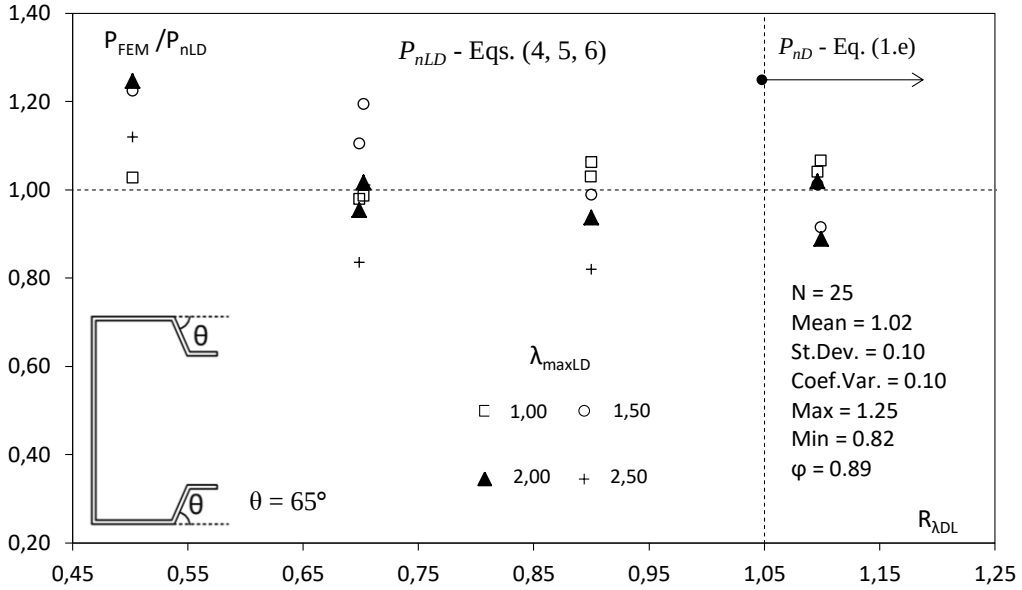


Figura 16: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção rack com ângulo θ=65 graus.

7 INFLUÊNCIA DO MODO GLOBAL: INTERAÇÃO LOCAL-DISTORCIONAL-GLOBAL, LDG

Após a apresentação dos resultados da investigação e da proposta de dimensionamento de colunas de PFF afetadas pela interação local-distorcional LD, equações (4) a (6) para o cálculo de P_{nLD}, o próximo passo da pesquisa é incluir o efeito da flambagem global. Para isso, é preciso levar em conta que os resultados apresentados anteriormente consideram que o modo global G não concorre para o comportamento estrutural, garantindo-se que a relação entre os

índices de esbeltez G e $\lambda_{maxLD} = max(\lambda_L, \lambda_D)$ ficou sempre limitada $\lambda_G/\lambda_{maxLD} < 0{,}40$. A inclusão do modo G nas colunas analisadas conduz ao caso de interação tripla LDG, assunto que encontra referências praticamente nulas na bibliografia de referência. Para obter colunas afetadas pelo modo LDG, basta aumentar o comprimento das colunas analisadas (que já desenvolvem o modo LD), de modo a aproximar da unidade a relação $\lambda_G/\lambda_{maxLD}$. As figuras 17 e 18 apresentam resultados numéricos e experimentais, respectivamente P_{uFEM}/P_{nLD} e P_{EXP}/P_{nLD}, para colunas de PFF com seção Ue sensíveis à interação LD, levando-se em conta a variação do parâmetro de esbeltes G-LD, $\lambda_G/\lambda_{maxLD}$. Observa-se com clareza que, a partir do limite de $\lambda_G/\lambda_{maxLD} > 0{,}40$, os resultados decaem, confirmando que as equações 4 a 6, que consideram apenas o modo LD, não são adequadas, sendo necessário incluir o modo G no procedimento de dimensionamento. Para isso, os autores desenvolveram soluções que tratam do caso LDG, que se encontram em fase calibração e deverão ser apresentadas em breve.

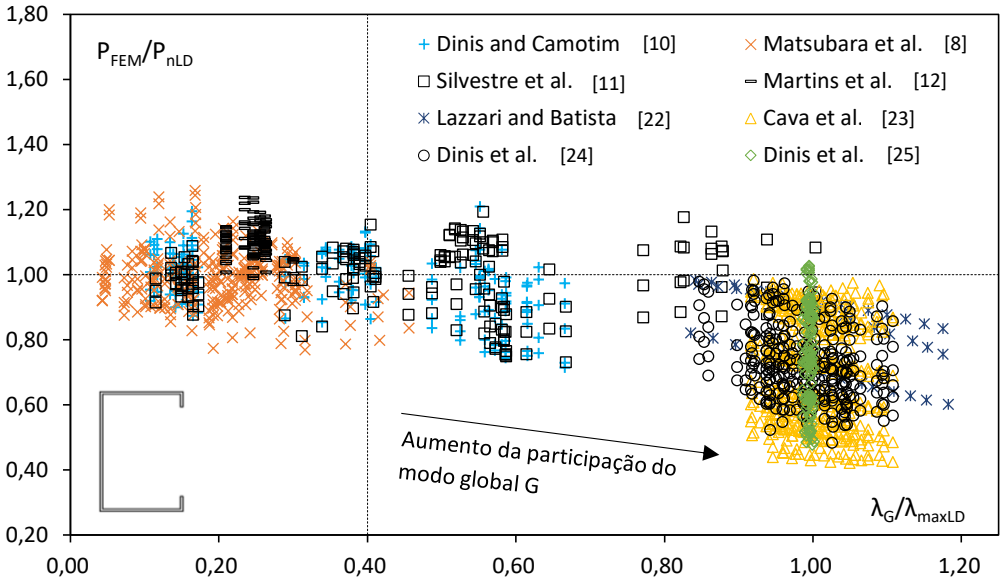


Figura 17: Comparação entre resultados pelo MEF e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{FEM}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção Ue, sem a restrição $\lambda_G/\lambda_{maxLD} < 0{,}40$ na esbeltez do modo global. Evidência da presença do modo G para $\lambda_G/\lambda_{maxLD} > 0{,}40$.

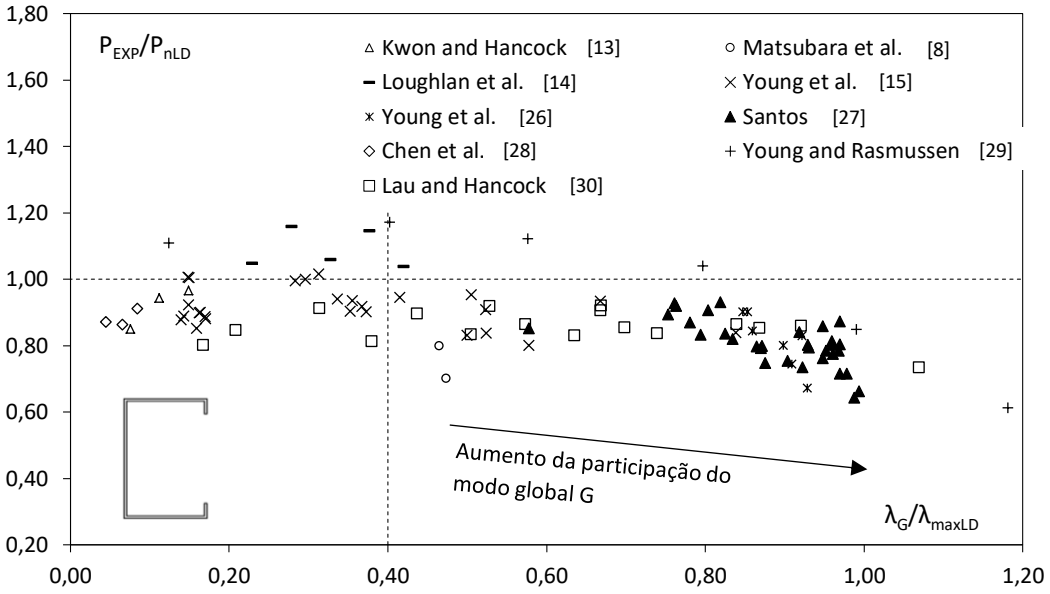


Figura 18: Comparação entre resultados experimentais e a formulação proposta (eqs. 4 a 6), P_{EXP}/P_{nLD}, para colunas de PFF de seção Ue, sem a restrição $\lambda_G/\lambda_{maxLD}$<0,40 na esbeltez do modo global. Evidência da presença do modo G para $\lambda_G/\lambda_{maxLD}$ >0,40.

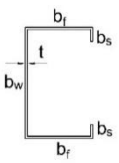
8 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

Um exemplo de aplicação do método de dimensionamento proposto é apresentado a seguir. Trata-se de uma coluna de PFF com seção Ue 200x100x20x2,25 mm (dimensões medidas por fora da seção), aço estrutural ASTM A572 grau 50, f_y=345 MPa, módulod e elasticidade E=200 GPa, coeficiente de Poisson ν=0,30, comprimento L=1000 mm, extremidades simplesmente apoiadas (rotações de flexão livres e empenamento livre. Apresenta-se a comparação entre os resultados obtidos com as equações atuais da NBR 14762:2010 e aqueles obtidos com a consideração da flambagem LD, equações 4, 5 e 6.

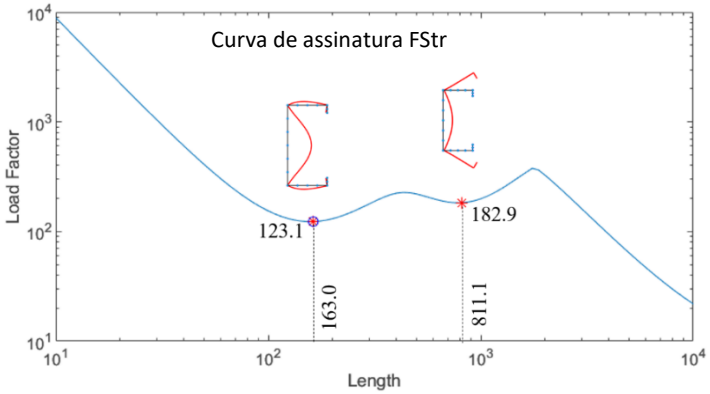
A análise de flambagem foi feita com o software FStr, tendo-se constatado: (i) que o caso é sensível à flambagem LD, com 0,45 < $R_{\lambda DL}$= 0,82 < 1,05, (ii) a esbeltez máxima é no modo local, com $\lambda_{maxLD} = \lambda_L$= 1.66, (iii) a flambagem global não participa do comportamento da coluna, com $\lambda_G / \lambda_{maxLD}$ = 0,29 < 0,40. Nessa condição, a formulação corrente com base no Método da Resistência Direta incluído na NBR 14762 conduz ao valor da resistência P_n = 191,3 kN, enquanto a formulação para flambagem LD indica P_{nLD} = 165,7 kN, uma diferença considerável, de 13%, entre as duas formulações, indicando que o procedimento recomendado na atual versão da norma brasileira resulta em insegurança estrutural.

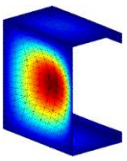
Memória de cálculo:

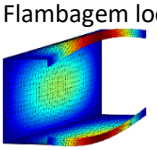
PFF: Ue 200 x 100 x 20 x 2,25
(b_w x b_f x b_s x t, dimensões por fora)



Aço: ASTM A572 Gr 50, f_y=345 MPa, E=200 GPa, ν=0,3.
Comprimento: L= 1,00 m. Extremidades: simplesmente apoiadas, empenamento livre.
Análise de flambagem FStr: curva de assinatura incluída a seguir
Resultados: cargas críticas P_L=123,1 kN e P_D=182,9 kN.
Comprimentos críticos: L_L=163,0 mm e L_D=811,1 mm (modos de flambagem com a primeira semionda).




Flambagem local L


Flambagem distorcional D

Propriedades geométricas obtidas do FStr (mm):

Geometric Properties			
Area	969.75	xg	30.73
J*	1636.453	yg	98.88
Ixg	6432405.205	I1	6432405.205
Iyg	1296982.419	I2	1296982.419
Ixyg	-0.000	theta	0.00
xc*	-45.14	x0*	75.87
yc*	98.86	y0*	0.02
Cw*	10137042961	r0*	117.162

MRD, NBR 14762:2010, equações 1	Proposta de dimensionamento para o modo de flambagem LD, equações 4, 5 e 6
Cargas críticas de força plástica P_L =123,1 kN P_D =182,9 kN P_G =1481,7 kN (flexo torção) P_y =Af_y =334,6 kN Índices de esbeltes λ_L =1,65 λ_D =1,35 λ_G =0,48	Cargas críticas de força plástica P_L =123,1 kN P_D =182,9 kN P_G =1481,7 kN (flexo torção) P_y =Af_y =334,6 kN Índices de esbeltes λ_L =1,65 λ_D =1,35 λ_G =0,48

Flambagem Global $\chi_n = 0{,}91$ (eq, 1.a) $P_{nG} = \chi_n P_y = 304{,}4$ kN (eq, 1.b) Flambagem LG $\lambda_{LG} = (P_{nG} / P_L) = 1{,}57$ (eq, 1.d) $P_{nLG} = 189{,}8$ kN (eq, 1.d) Flambagem Distorcional $P_{nD} = 192{,}4$ kN (eq, 1.e) **Resistência da coluna:** **$P_n = \min\{P_{nLG}, P_{nD}\} = 189{,}8$ kN**	Flambagem Global $\chi_n = 0{,}91$ (eq, 1.a) $P_{nG} = \chi_n P_y = 304{,}4$ kN (eq, 1.b) Flambagem LG $\lambda_{LG} = (P_{nG} / P_L) = 1{,}57$ (eq, 1.d) $P_{nLG} = 189{,}8$ kN (eq, 1.d) Flambagem Local-Distortional $\lambda_{maxLD} = \max\{\lambda_L;\lambda_D\} = 1{,}65$ $\lambda_G/\lambda_{maxLD} = 0{,}29 < 0{,}40$ ($\rightarrow$ LD) $R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L = 0{,}82$ (>0,45 e <1,05 $\rightarrow$ LD) A = 0,16 (eq, 5) B = 1,24 (eq, 6) $P_{nLD} = 164{,}7$ kN (eq, 4) **Resistência da coluna:** **$P_n = \min\{P_{nLG}, P_{nLD}\} = 164{,}7$ kN**
Comparação entre o MRD da NBR 14762:2010 e a proposta de para flambagem LD (eqs. 4, 5 e 6): 164,7 / 189,8 = 0,87.	

9 COMENTÁRIOS FINAIS

A presente pesquisa é uma continuidade de trabalhos anteriores sobre o modo de flambagem de interação LD [8,9]. A pergunta que fundamenta esta linha de pesquisas é a seguinte: "É realmente necessário considerar o modo LD no dimensionamento dos PFF em compressão axial?". A resposta é "sim", com base nos resultados produzidos, com a comparação entre conjuntos de dados experimentais e pelo MEF com os procedimentos indicados pela atual versão da NBR 14762:2010, para o caso de colunas de PFF na região $0{,}45 \leq R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L \leq 1{,}05$.

A solução desenvolvida para flambagem LD é baseada nos parâmetros usuais adotados pelo MRD: (i) índices de esbeltez para flambagem local, distorcional e global (λ_L, λ_D e λ_G, respectivamente), (ii) equações de resistência seguem (ii.a) a curva de flambagem única para flambagem global G (fator de redução da resistência χ), (ii.b) a equação do tipo Winter para o caso de modos de flambagem local L, distorcional D, interação local-global LG, e (ii.c) a equação do tipo Winter para o caso proposto de interação LD. A razão entre índices de esbeltez $R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$ é tomada como a principal variável do problema.

A compatibilidade das equações propostas (eqs. 4 a 6) com o MRD é ilustrada com a visualização 3D da superfície de resistência, na figura 9, com a garantia da combinação entre as soluções tradicionais do MRD para a flambagem local L e distorcional D, respectivamente para $R_{\lambda DL} < 0{,}45$ com a equação 1.c e $R_{\lambda DL} > 1{,}05$ com a equação 1.e, com a solução proposta para a interação entre modos de flambagem LD na faixa de variação $0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05$.

A solução proposta para a interação de flambagem LD considera, implicitamente, que as colunas de PFF examinadas não são afetadas pela da flambagem global. A presença insignificante da flambagem global foi assegurada, respeitando-se o limite da razão de índices de esbeltez $\lambda_G / \lambda_{maxLD} \leq 0{,}40$. Para os casos que extrapolem esta condição podemos ter a interação tripla entre modos de flambagem (LDG), objeto de estudos dos autores para a extensão da metodologia apresentada.

Finalmente, as seguintes considerações resumem o ponto de vista dos autores sobre a solução proposta para o dimensionamento dos PFF na compressão axial, nos casos de interação entre modos de flambagem LD: a metodologia de dimensionamento (i) é fácil de aplicar, (ii) segue os princípios do MRD, (iii) inclui os parâmetros usuais das prescrições baseadas no MRD, (iv) é confiável para o dimensionamento de colunas PFF com seção U enrijecido e (v) é capaz de ser aplicada a outros tipos de colunas PFF (cartola, Z enrijecido e rack).

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece o apoio do CNPq, pelo financiamento da pesquisa de doutorado (processo 141287/2019-5).

REFERÊNCIAS

[1] J.A. Lazzari, E.M. Batista, Finite strip method computer application for buckling analysis of thin-walled structures with arbitrary cross-sections, REM - Int. Eng. Journal, 74 (2021). https://doi.org/10.1590/0370-44672020740065.

[2] ABNT, NBR 14762 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, Rio de Janeiro, Brazil (2010).

[3] B.W. Schafer, T. Peköz, Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions, in: Fourteenth Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct., St. Louis, Missouri, USA (1988): 1–8.

[4] G.J. Hancock, Y.B. Kwon, E. Stefan Bernard, Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling, J. Constr. Steel Res. 31 (1994): 169–186. https://doi.org/10.1016/0143-974X(94)90009-4.

[5] American Iron and Steel Institute (AISI), North American Specification (NAS) for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI-S100-16), Washington DC, USA (2016).

[6] AS/NZS (Australian/New Zealand Standard) Cold-Formed Steel Structures – AS/NZS 4600:2018 (3rd ed.), Sydney/Wellington, Australia, (2018).

[7] E.M. Batista, 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 (2010): 345-356.

[8] G.Y. Matsubara, E.M. Batista, G.C. Salles, Lipped channel cold-formed steel columns under local-distortional buckling mode interaction, Thin-Walled Struct. 137 (2019). 251–270, http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2018.12.041.

[9] G.Y. Matsubara, E.M. Batista. Local-distortional buckling mode of steel cold-formed columns: Generalized direct strength design approach. Thin-Walled Struct., 183 (2023): 110356.

[10] P.B. Dinis, D. Camotim, Cold-formed steel columns undergoing local-distortional coupling: Behaviour and direct strength prediction against interactive failure, Comput. Struct. 147 (2015): 181–208. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.09.012.

[11] N. Silvestre, D. Camotim, P.B. Dinis, Post-buckling behaviour and direct strength design of lipped channel columns experiencing local/distortional interaction, J. Constr. Steel Res. 73 (2012): 12–30. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.01.005.

[12] A.D. Martins, P.B. Dinis, D. Camotim, P. Providência, On the relevance of local-distortional interaction effects in the behaviour and design of cold-formed steel columns, Comput. Struct. 160 (2015): 57–89. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.08.003.

[13] Y.B. Kwon, G.J. Hancock, Tests of cold-formed channels with local and distortional buckling, J. Struct. Eng. 118 (1992): 1786–1803.

[14] J. Loughlan, N. Yidris, K. Jones, The failure of thin-walled lipped channel compression members due to coupled local-distortional interactions and material yielding, Thin-Walled Struct. 61 (2012): 14–21. https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.03.025.

[15] B. Young, N. Silvestre, D. Camotim, Cold-Formed Steel Lipped Channel Columns Influenced by Local-Distortional Interaction: Strength and DSM Design, J. Struct. Eng. 139 (2013): 1059 – 1074. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000694.

[16] J. Chen, M.-T. Chen, B. Young, Compression Tests of Cold-Formed Steel C- and Z-Sections with Different Stiffeners, J. Struct. Eng. 145 (2019): 04019022. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002305.

[17] B. Young, K.J.R. Rasmussen, Design of lipped channel columns, J. Struct. Eng. 124 (1998) 140–148. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:2(140).

[18] S.C.W. Lau, G.J. Hancock, Distortional buckling tests of cold-formed channel sections., in: Ninth Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct., St. Louis, Missouri, USA (1988): pp. 45–78.

[19] R.G.A. Campos, Análise da interação entre os modos de flambagem local e distorcional em perfis de aço formados a frio com seção rack sob compressão axial, Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (2020).

[19] SAS, Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications, (2009): 1–1226.

[20] E. Ellobody, B. Young, Behavior of Cold-Formed Steel Plain Angle Columns, J. Struct. Eng. 131 (2005): 457–466. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2005)131:3(457).

[21] V.Z. Meimand, B.W. Schafer, Impact of load combinations on structural reliability determined from testing cold-formed steel components, Struct. Saf. 48 (2014): 25–32. https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2013.10.006.

[22] J.A. de Lazzari, E.M. Batista, Distortional-global buckling interaction relevance in cold-formed steel lipped channel columns, Lat. Am. J. Solids Struct. 17 (2020): 1–29. https://doi.org/10.1590/1679-78256264.

[23] D. Cava, D. Camotim, P.B. Dinis, A. Madeo, Numerical investigation and direct strength design of cold-formed steel lipped channel columns experiencing local-distortional-global interaction, Thin-Walled Struct. 105 (2016): 231–247. https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.03.025.

[24] P.B. Dinis, D. Camotim, B. Young, E.M. Batista, CFS lipped channel columns affected by L-D-G interaction. Part II: Numerical simulations and design considerations, Comput. Struct. 207 (2018): 200–218. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.03.017.

[25] P.B. Dinis, E.M. Batista, D. Camotim, E.S. dos Santos, Local-distortional-global interaction in lipped channel columns: Experimental results, numerical simulations and design considerations, Thin-Walled Struct. 61 (2012): 2–13. https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.04.012.

[26] B. Young, P.B. Dinis, D. Camotim, CFS lipped channel columns affected by L-D-G interaction. Part I: Experimental investigation, Comput. Struct. 207 (2018): 219–232. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.03.016.

[27] E.S. Santos, Interação entre os modos de flambagem local-distorcional-global em perfis de aço formados a frio com seção u enrijecido na compressão axial. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (2014).

[28] J. Chen, M.-T. Chen, B. Young, Compression Tests of Cold-Formed Steel C- and Z-Sections with Different Stiffeners, J. Struct. Eng. 145 (2019): 04019022. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002305.

[29] B. Young, K.J.R. Rasmussen, Design of lipped channel columns, J. Struct. Eng. 124 (1998): 140–148. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:2(140).

[30] S.C.W. Lau, G.J. Hancock, Distortional buckling tests of cold-formed channel sections., in: Ninth Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct., St. Louis, Missouri, USA (1988): 45–78.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE DA RELEVÂNCIA DO MODO DE FLAMBAGEM LOCAL-DISTORCIONAL NO DIMENSIONAMENTO NA COMPRESSÃO AXIAL DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO

Rafael Vieira de Oliveira[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo

A resistência estrutural de perfis de aço formados a frio (PFF) é fortemente afetada pelos modos de flambagem, devido ao fato de se tratar de seções esbeltas com paredes finas. Os métodos da resistência direta (MRD) e das seções efetivas (MSE), preconizados pela norma ABNT NBR14762:2010, indicam procedimentos de cálculo que incorporam os modos de flambagem local (L), local-global (LG) e distorcional (D) sem, no entanto, contemplar o modo local-distorcional (LD). Apesar da literatura apresentar o modo LD como potencial redutor da resistência de barras de PFF, a referida norma brasileira ainda não contempla esse caso. O presente trabalho apresenta os resultados de pesquisa com o objetivo de identificar a relevância do modo de flambagem LD em barras sob compressão axial, para o caso de seções de tipo U enrijecido (U_e) regularmente adotadas em projetos de estruturas. As análises contam com resultados numéricos e experimentais para a aferição de procedimento de dimensionamento desenvolvido pelo grupo de pesquisa, de modo a confrontar as recomendações atuais da norma brasileira com a proposta desenvolvida com base no MRD, para o caso do modo de flambagem LD. Os resultados obtidos indicam que o procedimento proposto é compatível com a condição de simplicidade e confiabilidade.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio; Interação entre modos de flambagem Local e Distorcional; Dimensionamento estrutural; Método Direto de Resistência.

LOCAL-DISTORTIONAL BUCKLING MODE RELEVANCE FOR THE DESIGN OF COLD-FORMED STEEL MEMBERS UNDER AXIAL COMPRESSION

Abstract

The structural strength of cold-formed steel members (CFS) is strongly affected by the buckling modes, considering the slenderness of thin-walled slender sections. The direct strength (DSM) and the effective section (ESM) methods, recommended by ABNT NBR14762:2010, indicate calculation procedures that incorporate local (L), local-global (LG) and distortional (D) buckling modes without, however, considering the local-distortional mode (LD). Although the literature presents the LD mode as a potential origin of the erosion of the strength of CFS members, the referred Brazilian standard does not yet contemplate this case. The present work shows the research results aiming at identifying the relevance of the LD buckling mode for CFS members under axial compression, for the case of lipped channel (LC) sections regularly adopted in structure designs. The analyses rely on numerical and experimental results for the evaluation of the design method developed by the research group, in order to compare the current recommendations of the Brazilian standard with the DSM-based proposal developed, for the case of the LD buckling mode. The obtained results indicate that the proposed procedure is compatible with the condition of accuracy, simplicity and reliability.

Keywords: Cold-formed steel members; Local-distortional buckling mode interaction; Structural design; Direct strength method.

[1] Bacharel em Engenharia Civil, Mestrando no Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[2] Professor Titular no Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e no Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A resistência estrutural de perfis de aço formados a frio (PFF) é fortemente condicionada ao comportamento de flambagem devido às seções esbeltas de paredes finas desses membros. Em barras na compressão axial, podem se desenvolver os modos de flambagem local (L), distorcional (D), global (G) ou a combinação destes, que constituem as interações de modos de flambagem: LG, LD e LDG. Dentre estes modos, a versão atual da norma brasileira de dimensionamento de elementos estruturais de aço formados a frio, NBR 14762:2010 [1], não contempla os casos LD e LDG em seu modelo de cálculo baseado (i) no Método da Resistência Direta (MRD) (Schafer e Peköz [2]) e (ii) no Método das Seções Efetivas (MSE) (Batista [3]). Porém, Matsubara *et al* [4] obtiveram resultados que mostram o relevante impacto do modo LD na resistência de barras na compressão axial de perfis formados a frio com seção U enrijecido (U_e).

Confirmada a importância do modo LD na redução da resistência de PFF's com seção Ue, comprimidos axialmente, Matsubara e Batista [5] propõem um modelo analítico de cálculo baseado no MRD, que leva em consideração os efeitos da interação entre os modos de flambagem L e D. Essa proposta deixa evidente a intenção dos autores em estabelecer uma superfície de resistência de transição LD, entre os casos de comportamento puro de flambagem L e D. Para definição dessa superfície foi definido o parâmetro $R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$ como a principal variável do problema, e considerado que a interação LD é de fato relevante no seguinte intervalo: $0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05$. Nos limites propostos da variável $R_{\lambda DL}$, a superfície de resistência proposta converge para a formulação do MRD prescrita na norma NBR 14762:2010: (i) para $R_{\lambda DL} < 0{,}45$, a resistência é descrita pela equação do MRD para o modo L e, (ii) para $R_{\lambda DL} > 1{,}05$, é adotada a equação de resistência do modo D. No intervalo de interesse do modo LD a superfície de resistência proposta é formada por uma equação do tipo Winter, com parâmetros calibrados com resultados numéricos e experimentais, que variam em função de $R_{\lambda DL}$. Esta formulação será apresentada mais adiante.

Dessa maneira, o presente trabalho visa aplicar o modelo analítico atual da NBR 14762:2010 e o modelo proposto por Matsubara e Batista [5], na compressão axial de PFF de aço, para seções do tipo U enrijecido (U_e) comerciais obtidas da NBR 6355:2012 [6]. Os resultados obtidos são avaliados comparativamente, com base em resultados numéricos obtidos por modelo de análise não linear no método dos elementos finitos (MEF), desenvolvido com auxílio do *software* ANSYS [7].

2 ANÁLISE DE RESISTÊNCIA NA COMPRESSÃO AXIAL: MODO DE FLAMBAGEM COM INTEREAÇÃO LOCAL-DISTORCIONAL (LD)

Em linha com o objetivo do trabalho, um grupo de barras estruturais de aço formadas a frio foi escolhido na NBR 6355:2012 [6] e submetido a compressão axial. Os resultados obtidos da resistência estrutural são avaliados com base nas seguinte metodologias: i) métodos da resistência direta (MRD) e das seções efetivas (MSE) preconizados na NBR 14762:2010 [1]; ii) método analítico baseado no MRD, para o modo de interação LD, desenvolvido por Matsubara e Batista [5]; e iii) método dos elementos finitos com o *software* ANSYS [7].

Os resultados analíticos, obtidos da norma brasileira e do método proposto por Matsubara e Batista [5], foram avaliados com base na comparação com os resultados numéricos pelo MEF. Estes resultados tiveram a confiabilidade aferida utilizando-se o método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) preconizado na norma norte americana para projetos de estruturas de perfis de aço formados a frio, AISI-S100-16 [8].

2.1 Conjunto de barras na compressão axial estudado

A Tabela 2 do anexo apresenta as características geométricas das barras na compressão axial de perfil U_e consideradas para o presente estudo. b_w, b_f, b_s e t são as dimensões medidas por fora da seção do perfil conforme mostra a Figura 1, A é área da seção e L é o comprimento da barra. Esses perfis foram extraídos do grupo de perfis estruturais de aço formados a frio de séries comerciais apresentados na NBR 6355:2021 [6].

Foi considerado aço de padrão corrente (ASTM A 572 grau 50) com módulo de elasticidade *E = 200 GPa*, coeficiente de *poisson v = 0,3* e tensão de escoamento f_y *= 345 Mpa* para todas as barras na compressão axial estudadas.

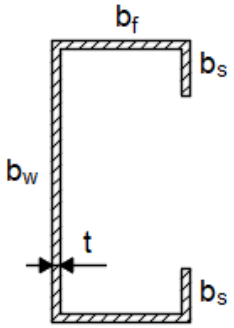


Figura 1. Nomenclatura das dimensões da seção transversal U_e

Os comprimentos dos elementos foram definidos de forma que a razão $\lambda_G/\lambda_{máxLD}$ seja menor ou igual a 0,4 e a razão L/b_w seja maior do que 2. Este primeiro critério tem o propósito de evitar a influência do modo global nas análises, enquanto o segundo garante o desenvolvimento do modo L. Nos casos em que não foi possível atender aos dois critérios, considerou-se somente o segundo (barras 5 e 6 da Tabela 2).

2.2 Procedimento de dimensionamento estrutural conforme a NBR 14762

A NBR 14762:2010 [1] indica o MRD e MSE para o cálculo da resistência última de membros de aço formados a frio sob compressão axial. A norma [1] estabelece que a resistência última N_{cR} é igual ao menor valor entre as resistências para os modos de flambagem LG e D (respectivamente, N_{cRLG} e N_{cRD}) que são calculados pelas Equações 1 e 2.

$$N_{cRLG} = \begin{cases} N_{cRG}, & \lambda_{LG} \leq 0{,}776 \\ \left(1 - \dfrac{0{,}15}{\lambda_{LG}^{0,8}}\right)\dfrac{N_{cRG}}{\lambda_{LG}^{0,8}}, & \lambda_{LG} > 0{,}776 \end{cases} \quad (1)$$

$$N_{cRD} = \begin{cases} N_y, & \lambda_D \leq 0{,}561 \\ \left(1 - \dfrac{0{,}25}{\lambda_D^{1,2}}\right)\dfrac{N_y}{\lambda_D^{1,2}}, & \lambda_D \geq 0{,}561 \end{cases} \quad (2)$$

Onde $N_y = f_y A$ é a resistência axial ao escoamento de uma coluna com tensão de escamento f_y e área da seção transversal A, e N_{cRG} é a resistência para o modo G do elemento definida pela Equação 3. $\lambda_{LG} = (N_{cRG}/N_L)^{0,5}$, $\lambda_D = (N_y/N_D)^{0,5}$ e $\lambda_G = (N_y/N_G)^{0,5}$ são os índices de esbelteza para, respectivamente, flambagem LG, D e G. Para o cálculo de N_L foi utilizado, quando aplicável, o MSE preconizado na norma [1]. Para os casos não aplicáveis ao MSE, a carga crítica local foi obtida através de análise de flambagem pelo método das faixas finitas (MFF) por meio do *software* FStr [9], assim como foi feito para a obtenção de N_D.

$$N_{cRG} = \begin{cases} 0{,}658^{\lambda_G^2} N_y, & \lambda_G \leq 1{,}50 \\ \dfrac{0{,}877}{\lambda_G^2} N_y, & \lambda_G < 1{,}50 \end{cases} \quad (3)$$

2.3 Procedimento de dimensionamento estrutural com consideração do modo LD

Diante do potencial do modo LD de flambagem em alterar a resistência última de barras na compressão axial e do fato da NBR 14762:2010 não contemplar esse modo em seu procedimento de cálculo, Matsubara e Batista [5] propõem um método analítico baseado no MRD que inclui a interação LD na superfície de resistência de barras na compressão axial. A resistência última (neste caso, N_{cR}^*) é igual ao menor valor entre as resistências para os modos de flambagem LG e LD (respectivamente, N_{cRLG} e N_{cRLD}). Este primeiro já foi definido na seção 2.2 e este último é defino pelas Equações 4 e 5 desta seção. $\lambda_{máxLD}$ é o máximo índice de esbelteza entre λ_L e λ_D, S_n é o coeficiente de forma da seção ($S_n = 1$ para seções U_e) e A e B são definidos, respectivamente, pelas Equações 6 e 7. Nestas equações $R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$.

$$N_{cRLD} = \begin{cases} N_y, & \lambda_{máxLD} \leq \lambda_{limite} \\ \left(1 - \dfrac{A}{\lambda_{máxLD}^B}\right) \dfrac{S_n N_y}{\lambda_{máxLD}^B}, & \lambda_{máxLD} > \lambda_{limite} \end{cases} \quad (4)$$

$$\lambda_{limite} = \sqrt[B]{0{,}5 S_n + \sqrt{0{,}25 S_n^2 - A S_n}} \quad (5)$$

$$A = \begin{cases} 0{,}15, & R_{\lambda DL} < 0{,}80 \\ 0{,}4 R_{\lambda DL} - 0{,}17, & 0{,}80 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05 \\ 0{,}25, & R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \quad (6)$$

$$B = \begin{cases} 0{,}80, & R_{\lambda DL} < 0{,}45 \\ -2{,}26 R_{\lambda DL}^2 4{,}06 R_{\lambda DL} - 0{,}57, & 0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05 \\ 1{,}20, & R_{\lambda DL} > 1{,}05 \end{cases} \quad (7)$$

A Figura 2 apresenta a superfície de resistência proposta por Matsubara e Batista, conforme descrito nas Equações 4 a 7.

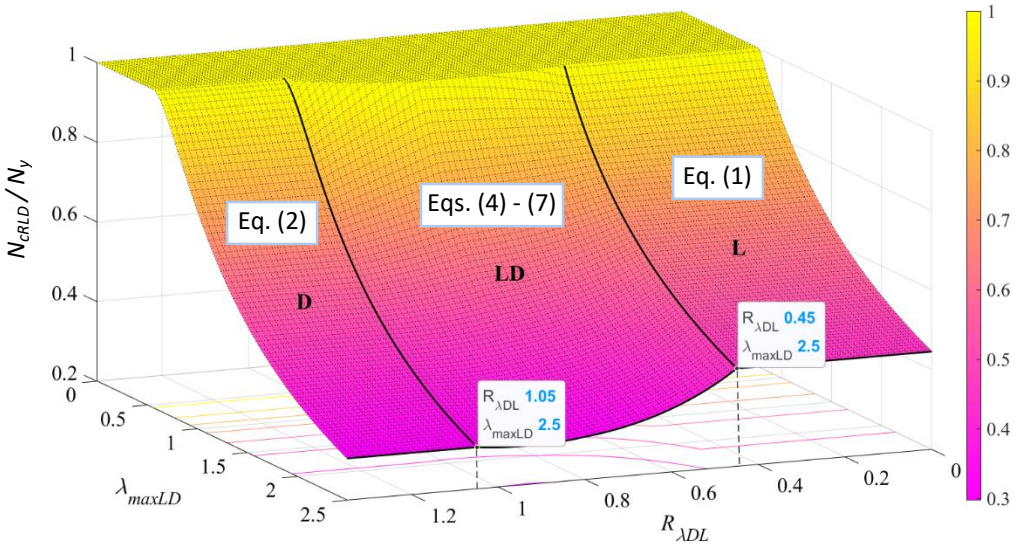


Figura 2. Superfície de resistência para os modos L, D e LD [5]

2.4 Análise numérica

A análise numérica pelo MEF foi realizada no *software* ANSYS [7]. Considerou-se na análise o aço com comportamento bi linear, tendo patamar horizontal de escoamento igual a tensão de escoamento f_y e sem considerar a fase do encruamento do material.

2.4.1 Modelo de elementos finitos

Os modelos numéricos das barras na compressão axial foram elaborados utilizando o elemento de casca quadrilateral *shell* 181 do ANSYS [1], com dimensões não maiores do que 5mm. Essa opção de malha foi considerada satisfatória e adequada por Matsubara et al [4]. Os cantos das peças foram modelados sem apresentar a curva de dobramento da chapa, não foi considerado o aumento da tensão de escoamento causado pelo trabalho a frio nas regiões vizinhas aos cantos dobrados, assim como não foi considerado o efeito das tensões residuais. Estas premissas foram testadas anteriormente e concluiu-se que não implicam em efeitos significativos nos resultados das análises pelo MEF.

Foram aplicadas duas forças axiais, uma em cada extremidade da coluna, localizadas no centroide da peça e em sentidos opostos, de forma a comprimi-la. O módulo da força (máxima) aplicada corresponde à carga de plastificação do aço, $N_y = Af_y$. No que diz respeito à análise não linear, foi adotada uma imperfeição inicial com amplitude igual a 10% da espessura do perfil e forma igual ao autovetor do primeiro modo de flambagem da análise linear-elástica. Este modo de flambagem (local ou distorcional) e amplitude de imperfeição geométrica inicial tem sido testado anteriormente, comprovando-se que atende a necessidade de produzir resultados compatíveis com os registros experimentais disponíveis na literatura [4]. Além disso, para a análise não linear, foi adotado o método de comprimento de arco (*Arc Length Method,* Método de Ricks), de modo a permitir a identificação da carga limite (transição entre regimes estável e instável da barra comprimida axialmente). A carga limite, por sua vez, identifica a resistência à compressão da barra.

O modelo do MEF incluiu restrições de deslocamentos aplicadas nas seções de extremidade da coluna, de forma que os deslocamentos no plano da seção transversal fiquem impedidos e as rotações e o deslocamento axial liberados, conforme ilustrado na Figura 3. Foi utilizado o algoritmo de contato Multipoint Constraint (MPC) (recurso para a criação de contato entre geometrias ou vínculos de deslocamento) para representar a condição de extremidade das colunas. Os elementos CONTA175 e TARGE170 são utilizados para esse tipo de contato no ANSYS. O elemento TARGE170 representa os nós da extremidade do perfil, e o elemento CONTA175 representa o nó localizado no centroide da seção, que é responsável por receber a carga de compressão. Com o contato estabelecido, a carga é transmitida do nó do centroide para os nós que formam o contorno (linha média) da seção de extremidade.

Adicionalmente às condições de extremidade, o deslocamento axial do nó localizado a meio comprimento do perfil ($L/2$), localizado no centro da alma ($b_w/2$) foi restringido, conforme mostrado na Figura 3, a fim de evitar comportamento de corpo livre e problemas numéricos durante a análise.

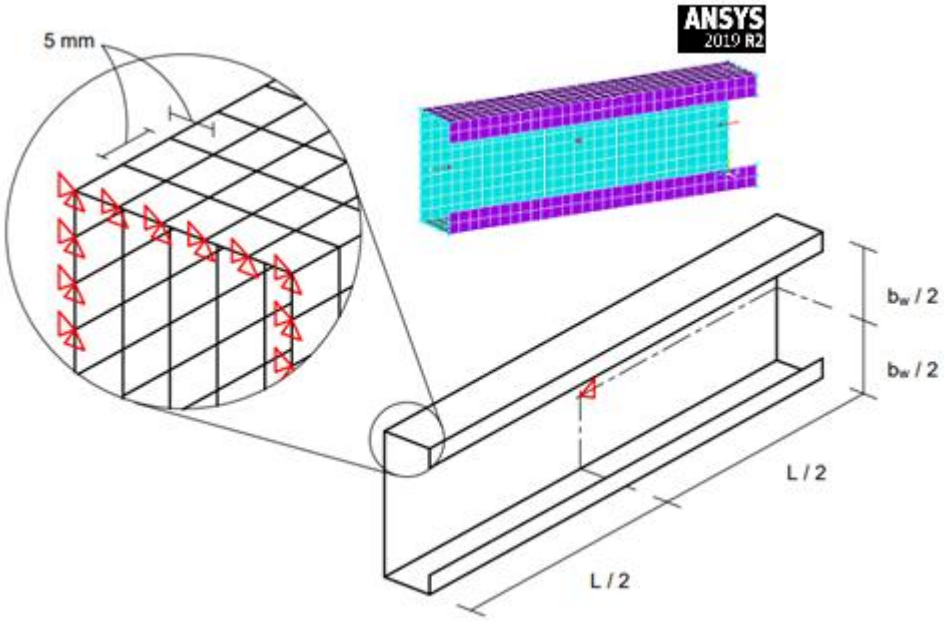


Figura 3. Restrições de deslocamentos aplicadas ao modelo de PFF de seção U enrijecido na compressão axial

2.4.2 Validação do modelo numérico

Como validação preliminar, foi separada uma amostra do conjunto de barras na compressão axial estudadas e os resultados da análise de flambagem (problema de autovalor) obtidos no modelo numérico do ANSYS foram comparados com os resultados equivalentes obtidos com auxílio do *software* FStr [9], que utiliza o método das faixas finitas (MFF) para solucionar o problema de flambagem. A Figura 4 apresenta o gráfico com os resultados obtidos.

Os resultados mostram que a carga crítica de flambagem obtida através do modelo do MEF no ANSYS apresenta boa concordância com os resultados fornecidos pelo *software* FStr. A diferença média entre esses resultados se encontra próxima de 3% e o desvio padrão é baixo

(0,01). Estes resultados sugerem que o modelo numérico pelo MEF pode ser considerado para as análises de identificação da flambagem.

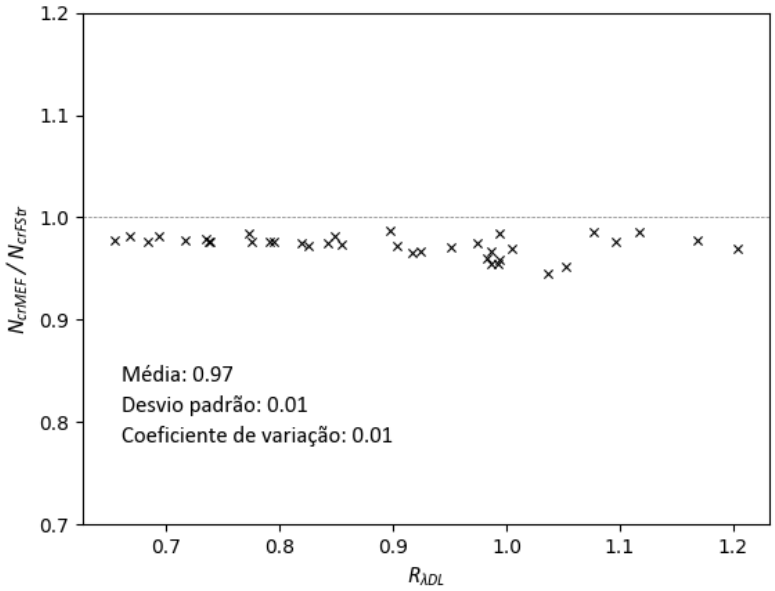


Figura 4. Comparação entre a carga crítica de flambagem obtida através do método dos elementos finitos com a carga crítica obtida através do método das faixas finitas

Para completar a validação do modelo numérico, é necessário verificar o resultado não linear do modelo. Neste trabalho, isso será realizado através de resultados experimentais obtidos por Salles [10], Kwon e Kancock [11], Young e Hasmussem [12], Young et al. [13] e Loughlan et al. [14]. A Tabela 1 apresentada as características e a resistência última obtida experimentalmente (N_{uExp}) para as barras na compressão axial dos autores citados e a resistência última obtida com auxílio do modelo numérico (N_{uMEF}) descrito em 2.4.1 (com adição de restrição nas rotações dos nós das seções das extremidades da barra para correspondência com o ensaio experimental). Adicionalmente, a Figura 5 apresenta a comparação gráfica entre os resultados experimentais da literatura e os resultados numéricos. A média e o desvio padrão da razão N_{uMEF}/N_{uExp} obtidos para o grupo de barras na compressão axial de validação foi, respectivamente, de 1,03 e 0,12. Com isso, os autores consideram o modelo adequado para a realização dos estudos a que se propõe a pesquisa.

Tabela 1. Características geométricas das barras na compressão axial utilizadas para validação do modelo numérico e resultados experimentais e numéricos (mm, mm², N)

Coluna	b_w	b_f	b_s	t	L	N_{uExp}	Ref.	N_{uMEF}	N_{uMEF} / N_{uExp}
1	109.6	102.9	10.7	1.10	2529.0	31500.0	Salles [10]	26565.4	0,84
2	103.1	103.9	10.4	1.10	2529.0	33400.0	Salles [10]	26872.1	0.80
3	108.8	102.9	10.5	1.10	2529.0	29000.0	Salles [10]	26635.1	0.92
4	120.8	89.7	7.0	1.10	400.0	51435.0	Know e Kanconk [11]	60208.8	1.17
5	97.6	48.7	11.9	1.47	1000.4	102300.0	Young e Rasmussem [12]	109406.6	1.07
6	96.5	48.9	12.6	1.46	1501.2	98600.0	Young e Rasmussem [12]	108284.9	1.10
7	101.4	52.8	19.3	2.43	616.0	254100.0	Young et al. [13]	277307.2	1.09
8	113.9	86.5	26.6	2.43	939.0	309100.0	Young et al. [13]	358522.8	1.16

9	120.4	89.6	7.0	1.10	600.0	53449.0	Know e Kanconk [11]	58489.8	1.09
10	151.0	57.0	10.6	0.96	1000.0	29500.0	Loughlan et al. [14]	30933.8	1.05
11	127.0	49.5	9.0	0.96	1000.0	29800.0	Loughlan et al. [14]	29185.9	0.98

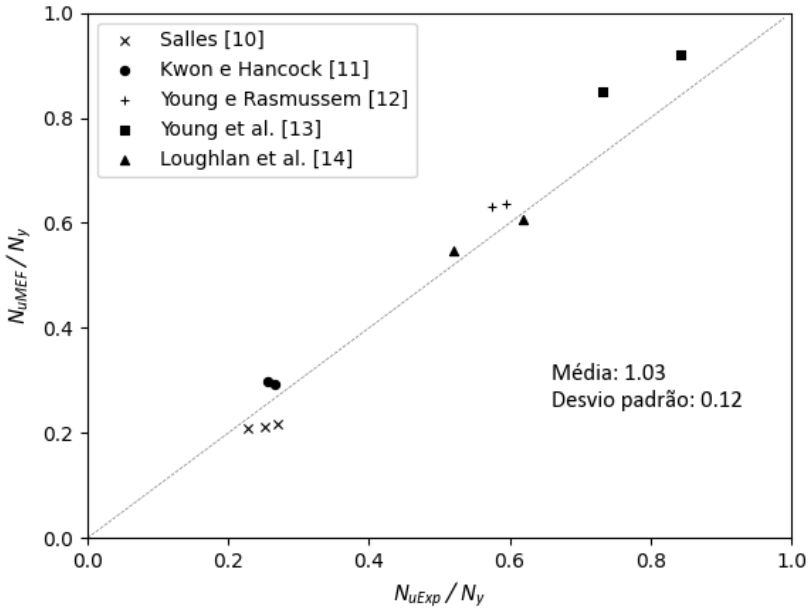


Figura 5. Comparação entre valores numéricos e experimentais para validação do modelo numérico

2.5 Procedimento de análise da confiabilidade

Para a análise de confiabilidade será empregado o método LRFD presente na norma norte americana para projetos de estruturas de perfis de aço formados a frio, AISI-S100-16 [8]. Para a obtenção da resistência através de ensaios (no presente estudo, trata-se de resultados numéricos obtidos pelo MEF), a referida norma define o fator de resistência Φ conforme a Equação 8. C_Φ é o coeficiente de calibração definido como 1,52; M_m e V_M são, respectivamente, fator e coeficiente de variação relativo ao material (1,10 e 0,10 conforme a tabela K2.1.1-1 da norma americana); F_m e V_F são, respectivamente, fator e coeficiente de variação relativos à fabricação (1,00 e 0,05, conforme a tabela referenciada anteriormente); β_0 é a confiabilidade alvo a e V_Q é o coeficiente de variação devido aos efeitos de carregamentos, definidos, respectivamente, como 2,5 e 0,21, conforme sugerido na norma. Por fim, P_m, V_P e C_P são, respectivamente, média, coeficiente de variação e fator de correção da razão entre os resultados obtidos numericamente e os resultados analíticos. O fator de correção depende do número de amostras n e é calculado conforme a Equação 9.

$$\Phi = C_\Phi M_m F_m P_m e^{-\beta_0 \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + C_P V_P^2 + V_Q^2}} \quad (8)$$

$$C_p = \left(1 + \frac{1}{n}\right)\frac{n-1}{n-3} \quad para\ n \geq 4 \qquad (9)$$

3 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados analíticos e numéricos de resistência última para as barras na compressão axial estão apresentados na Tabela 3 do anexo. Esses valores são analisados pelos seguintes aspectos: (i) confiabilidade do método atual adotado na NBR 14762:2010, com base no MRD e MSE (Equações 1, 2 e 3), por comparação com os resultados numéricos; e (ii) confiabilidade do método analítico proposto por Matsubara e Batista [5] (Equações 4, 5, 6 e 7), por comparação com os resultados numéricos. Para essas análises de confiabilidade será empregado o método LRFD, conforme apresentado na seção 2.5, Equações 8 e 9.

3.1.1 Resultados da análise de confiabilidade: MRD e MSE da NBR 14762:2010

A Figura 6 apresenta o gráfico da razão entre a resistência última numérica e a resistência última obtida seguindo os preceitos da NBR 14762 (N_{uFEM}/N_{cR}) *versus* a razão entre os índices de esbelteza relativa para os modos D e L de flambagem ($R_{\lambda DL} = \lambda_D/\lambda_L$), com destaque para o fato de $R_{\lambda DL}$ ser a variável principal do problema da flambagem LD. Em linha com o que foi observado por Matsubara e Batista [5], aproximadamente, na faixa de $R_{\lambda DL}$ variando de 0,45 a 1,05, observa-se na Figura 6 uma significativa redução de resistência das barras na compressão axial em relação aos resultados do MRD (N_{cR}), sendo esta erosão da resistência devida aos efeitos do modo LD. Os pontos são segmentados no gráfico por intervalos de índice de esbeltez ($\lambda = \lambda_{máxLD}$), o que mostra uma maior influência do modo LD na resistência (no sentido de redução) das colunas mais esbeltas. Esse comportamento também foi observado por Matsubara e Batista [5].

A partir da análise de confiabilidade pelo método LRFD, para os resultados incluídos no gráfico da Figura 5 na faixa de $R_{\lambda DL}$ variando de 0,45 a 1,05, obtém-se o fator de resistência $\Phi = 0{,}89$, o qual, no formato de coeficiente de segurança da norma brasileira pode ser escrito como $\gamma = 1/\Phi = 1/0{,}89 = 1{,}13$. Esse valor é inferior ao coeficiente de segurança sugerido na norma em questão ($\gamma = 1{,}13 < 1{,}2$), o que não põe em descredito a confiabilidade do MRD e MSE para as barras na compressão axial estudadas mesmo com os efeitos do modo LD.

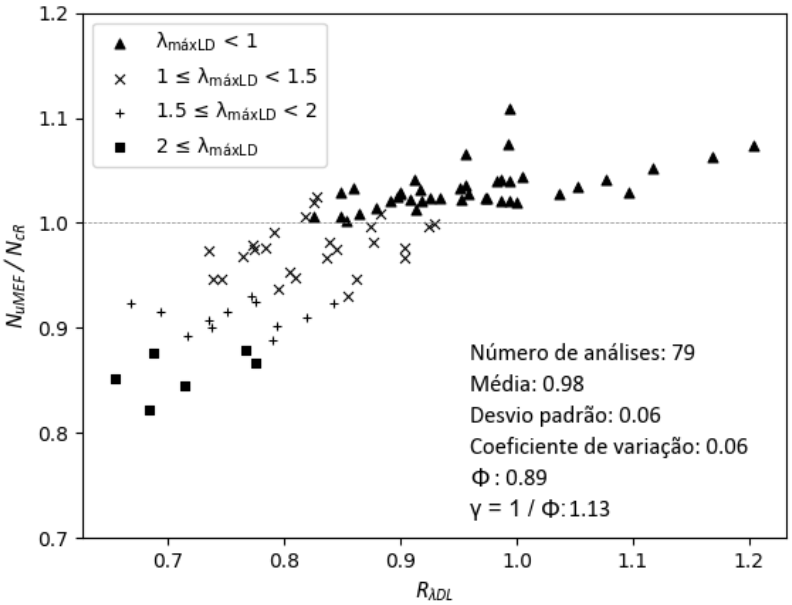


Figura 6. Comparação entre a carga última obtida na análise numérica com a carga última calculada através da ABNT NBR 14762:2010 (os resultados de confiabilidade referem-se apenas ao intervalo com possibilidade de interação LD: $0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05$)

3.1.2 Resultados da análise de confiabilidade: método proposto por Matsubara e Batista [5]

A Figura 7 apresenta o gráfico com os resultados da razão entre a resistência última numérica (N_{uFEM}) e a resistência última obtida pelo método proposto por Matsubara e Batista (N^*_{cR}) *versus* $R_{\lambda DL}$. A partir do método LRFD obtém-se para os dados do gráfico na faixa de $R_{\lambda DL}$ variando de 0,45 a 1,05 $\Phi = 0{,}94$, o qual, no formato de coeficiente de segurança da norma brasileira pode ser escrito como $\gamma = 1/\Phi = 1/0{,}94 = 1{,}07$. Assim como para os resultados analíticos obtidos pelo MRD e MSE, o coeficiente de segurança é inferior ao coeficiente de segurança sugerido na norma ($\gamma = 1{,}07 < 1{,}20$).

Conforme apresentado na seção 2.5, o método proposto por Matsubara e Batista [5], baseado na metodologia original do MRD, estabelece uma superfície de resistência entre os casos com comportamento puro de flambagem L ($0{,}45 \leq R_{\lambda DL}$) e D ($R_{\lambda DL} \leq 1{,}05$). Assim, a Figura 8 apresenta o resultado da distribuição da resistência paramétrica das barras na compressão axial analisadas, para os casos seguintes: (i) MRD no modo L, Equação (1); (ii) MRD no modo D, Equação (2); e (iii) resultados do modelo do MEF. Observa-se na Figura 8 que, para a maioria das amostras, a resistência numérica encontra-se entre as duas curvas de resistência L e D, resultado que confirma, mais uma vez, a propriedade da proposta de Matsubara e Batista [5], de uma superfície suave para essa transição, que tem seus limites definidos por essas duas curvas.

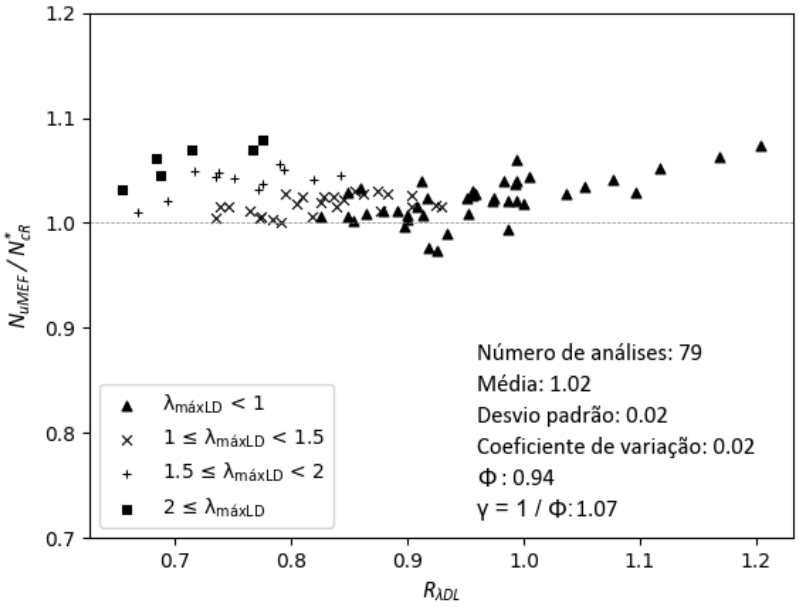


Figura 7. Comparação entre a carga última obtida na análise numérica com a carga última calculada através do método proposto por Matsubara e Batista [5] que considera o modo LD (os resultados de confiabilidade referem-se apenas ao intervalo com possibilidade de interação LD: $0{,}45 \leq R_{\lambda DL} \leq 1{,}05$)

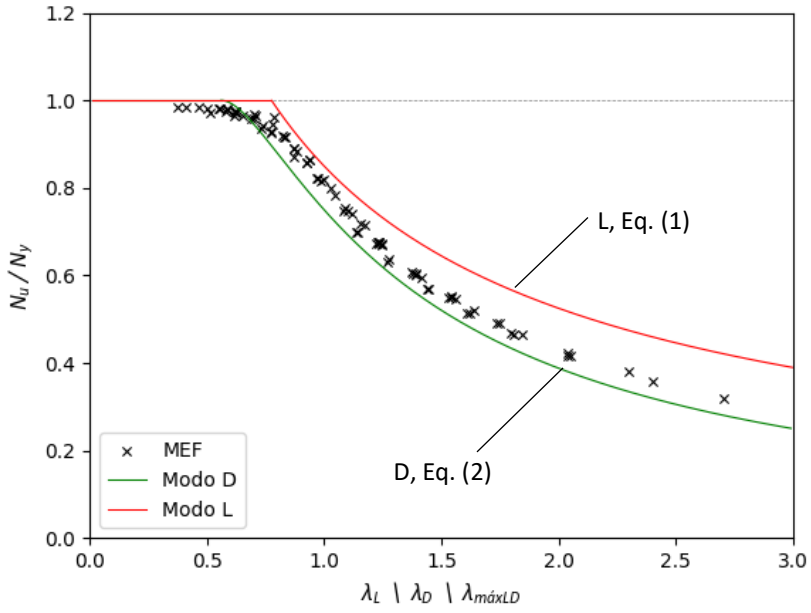


Figura 8. Comparação da resistência última (parametrizada com N_y) obtida numericamente com as curvas de resistência para os modos de flambagem individuais D e L (no eixo da abscissa considera-se λ_L para a curva do modo L; λ_D para a curva do modo D; e $\lambda_{máxLD}$ para os resultados numéricos).

4 CONCLUSÕES

O estudo realizado apresenta a solução proposta por Matsubara e Batista [8] para o caso de flambagem LD em PFF de aço com seção U enrijecido, submetidos à compressão axial. Os resultados foram obtidos com base em modelo numérico do MEF, formulado para a análise não linear completa e calibrado frente a resultados experimentais. O estudo incluiu colunas previstas para uso regular, conforme indicado na norma NBR 6355:2012, considerando-se aço de padrão corrente (padrão ASTM A 572 grau 50).

Os resultados das análises de confiabilidade (LRFD) indicaram que a proposta de Matsubara e Batista para o modo LD conduzem ao aprimoramento do dimensionamento dos perfis U_e na compressão axial: fator de resistência de 0,89 e 0,94 para, respectivamente, o procedimento da norma e para o procedimento proposto por Matsubara e Batista [5], representando uma melhoria de 6%. Adicionalmente, a aplicação do método proposto inclui, de forma automática, as soluções prescritas na NBR 14762:2010 para os casos de flambagem G, LG e D, com a discriminação dos casos relevantes de flambagem LD identificados pela variável $R_{\lambda DL}$.

Finalmente, a aplicação da metodologia proposta para considerar o modo LD revelou-se simples, conservando as premissas e variáveis usuais adotadas nos métodos da resistência direta e das seções efetivas incluídas na versão atual na NBR 14762.

Agradecimentos

O primeiro autor presta agradecimentos ao Programa de Engenharia Civil da COPPE, UFRJ, pelo apoio à pesquisa de mestrado desenvolvida no Laboratório de Estruturas e Materiais Professor Fernando Lobo Carneiro, LABEST.

5 REFERÊNCIAS

[1] NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.

[2] B.W. Schafer, T. Peköz, Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions, in: Fourteenth Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct. St. Louis, Missouri, USA, 1988, pp. 1–8.

[3] E.M. Batista, 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, 2010: 345-356.

[4] G.Y. Matsubara, E.M. Batista, G.C. Salles, Lipped channel cold-formed steel columns under local-distortional buckling mode interaction, Thin-Walled Struct. 137, 2019: 251–270.

[5] G.Y. Matsubara, E.M. Batista. Local-distortional buckling mode of steel cold-formed columns: Generalized direct strength design approach. Thin-Walled Struct., 183, 2023: 110356.

[6] NBR 6355 – Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2012.

[7] ANSYS, Inc., ANSYS APDL Theory Reference, Release 15.0, Canonsburg, PA, 2013.

[8] North American Specification (NAS) for the Design of Cold-formed Steel Structural Members (AISI-S100-16), American Iron and Steel Institute (AISI), Washington DC, USA, 2016.

[9] J.A. Lazzari, E.M. Batista, Finite strip method computer application for buckling analysis of thin-walled structures with arbitrary cross-sections, REM - Int. Eng. J. 74, 2021.

[10] G.C. Salles, Investigação analítica, numérica e experimental do modo de flambagem distorcional em perfis formados a frio. Dissertação de mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, UFRJ, 2017.

[11] Y.B. Kwon, G.J. Hancock, Tests of cold-formed channels with local and distortional buckling, J. Struct. Eng. 118, 1992.

[12] B. Young, K.J.R. Rasmussen, Design of lipped channel columns, J. Struct. Eng. 124, 1998.

[13] B. Young, N. Silvestre, D. Camotim, Cold-formed steel lipped channel columns influenced by local-distortional interaction: strength and DSM design, J. Struct. Eng.139, 2013.

[14] J. Loughlan, N. Yidris, K. Jones, The failure of thin-walled lipped channel compression members due to coupled local-distortional interactions and material yielding, Thin-Walled Struct. 61, 2012.

Anexo

Tabela 2. Características geométricas do conjunto de PFF de seção U enrijecido (U_e), obtidos na norma NBR 6355:2012, considerados para as análises na compressão axial (mm, mm²): FT - flexo-torção, F - flexão

Coluna	b_w	b_f	b_s	t	b_f / b_w	b_s / b_w	A	L	λ_L	λ_D	λ_G	modo G	$\lambda_G / \lambda_{máxLD}$	$R_{\lambda DL}$
1	50,0	25,0	10,0	1,20	0,50	0,20	135,0	150,0	0,8	0,7	0,3	FT	0,33	0,90
2	50,0	25,0	10,0	1,50	0,50	0,20	165,0	100,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,28	0,97
3	50,0	25,0	10,0	2,00	0,50	0,20	214,0	100,0	0,5	0,5	0,2	FT	0,35	1,08
4	50,0	25,0	10,0	2,25	0,50	0,20	237,0	100,0	0,4	0,5	0,2	FT	0,38	1,12
5	50,0	25,0	10,0	2,65	0,50	0,20	272,0	100,0	0,4	0,4	0,2	FT	0,43	1,17
6	50,0	25,0	10,0	3,00	0,50	0,20	301,0	100,0	0,3	0,4	0,2	FT	0,47	1,20
7	75,0	40,0	15,0	1,20	0,53	0,20	213,0	300,0	1,2	0,9	0,3	FT	0,29	0,77
8	75,0	40,0	15,0	1,50	0,53	0,20	263,0	300,0	0,9	0,8	0,3	FT	0,36	0,85
9	75,0	40,0	15,0	2,00	0,53	0,20	344,0	225,0	0,7	0,7	0,3	FT	0,36	0,95
10	75,0	40,0	15,0	2,25	0,53	0,20	383,0	150,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,27	0,99
11	75,0	40,0	15,0	2,65	0,53	0,20	444,0	150,0	0,5	0,6	0,2	FT	0,31	1,05
12	75,0	40,0	15,0	3,00	0,53	0,20	496,0	150,0	0,5	0,5	0,2	FT	0,33	1,10
13	100,0	40,0	17,0	1,20	0,40	0,17	247,0	400,0	1,5	1,0	0,4	FT	0,25	0,67
14	100,0	40,0	17,0	1,50	0,40	0,17	306,0	400,0	1,2	0,9	0,4	FT	0,31	0,73
15	100,0	40,0	17,0	2,00	0,40	0,17	402,0	300,0	0,9	0,8	0,3	FT	0,31	0,83
16	100,0	40,0	17,0	2,25	0,40	0,17	448,0	300,0	0,8	0,7	0,3	FT	0,35	0,85
17	100,0	40,0	17,0	2,65	0,40	0,17	521,0	200,0	0,7	0,6	0,2	FT	0,27	0,91
18	100,0	40,0	17,0	3,00	0,40	0,17	583,0	200,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,31	0,96
19	100,0	40,0	17,0	3,35	0,40	0,17	643,0	200,0	0,6	0,5	0,2	FT	0,35	0,99
20	100,0	50,0	17,0	1,20	0,50	0,17	271,0	400,0	1,6	1,1	0,4	FT	0,23	0,69
21	100,0	50,0	17,0	1,50	0,50	0,17	336,0	400,0	1,2	1,0	0,4	FT	0,29	0,76
22	100,0	50,0	17,0	2,00	0,50	0,17	442,0	400,0	0,9	0,8	0,4	FT	0,38	0,86
23	100,0	50,0	17,0	2,25	0,50	0,17	493,0	300,0	0,8	0,7	0,3	FT	0,32	0,90
24	100,0	50,0	17,0	2,65	0,50	0,17	574,0	300,0	0,7	0,7	0,3	FT	0,38	0,96
25	100,0	50,0	17,0	3,00	0,50	0,17	643,0	200,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,29	1,00
26	100,0	50,0	17,0	3,35	0,50	0,17	710,0	200,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,31	1,04
27	125,0	50,0	17,0	2,00	0,40	0,14	492,0	500,0	1,2	0,9	0,4	FT	0,34	0,79
28	125,0	50,0	17,0	2,25	0,40	0,14	549,0	500,0	1,0	0,9	0,4	FT	0,39	0,83
29	125,0	50,0	17,0	2,65	0,40	0,14	640,0	375,0	0,9	0,8	0,3	FT	0,34	0,88
30	125,0	50,0	17,0	3,00	0,40	0,14	718,0	250,0	0,8	0,7	0,2	FT	0,26	0,92
31	125,0	50,0	17,0	3,35	0,40	0,14	794,0	250,0	0,7	0,7	0,2	FT	0,29	0,95
32	125,0	50,0	17,0	3,75	0,40	0,14	879,0	250,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,33	0,99
33	150,0	60,0	20,0	2,00	0,40	0,13	594,0	600,0	1,4	1,0	0,4	FT	0,29	0,74
34	150,0	60,0	20,0	2,25	0,40	0,13	664,0	600,0	1,2	1,0	0,4	FT	0,32	0,77
35	150,0	60,0	20,0	2,65	0,40	0,13	775,0	600,0	1,0	0,9	0,4	FT	0,38	0,83
36	150,0	60,0	20,0	3,00	0,40	0,13	871,0	450,0	0,9	0,8	0,3	FT	0,33	0,86
37	150,0	60,0	20,0	3,35	0,40	0,13	965,0	450,0	0,8	0,7	0,3	FT	0,36	0,90
38	150,0	60,0	20,0	3,75	0,40	0,13	1070,0	300,0	0,7	0,7	0,2	FT	0,27	0,93
39	150,0	60,0	20,0	4,25	0,40	0,13	1199,0	300,0	0,7	0,6	0,2	FT	0,31	0,97
40	150,0	60,0	20,0	4,75	0,40	0,13	1324,0	300,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,35	1,01
41	200,0	75,0	20,0	2,00	0,38	0,10	754,0	800,0	1,8	1,3	0,4	FT	0,23	0,72
42	200,0	75,0	20,0	2,25	0,38	0,10	844,0	800,0	1,6	1,2	0,4	FT	0,26	0,75
43	200,0	75,0	25,0	2,65	0,38	0,13	1014,0	800,0	1,4	1,0	0,4	FT	0,30	0,75
44	200,0	75,0	25,0	3,00	0,38	0,13	1141,0	800,0	1,2	1,0	0,4	FT	0,34	0,78
45	200,0	75,0	25,0	3,35	0,38	0,13	1266,0	800,0	1,1	0,9	0,4	FT	0,38	0,82
46	200,0	75,0	25,0	3,75	0,38	0,13	1408,0	600,0	1,0	0,8	0,3	FT	0,32	0,85
47	200,0	75,0	25,0	4,25	0,38	0,13	1581,0	600,0	0,9	0,8	0,3	FT	0,36	0,89
48	200,0	75,0	25,0	4,75	0,38	0,13	1752,0	400,0	0,8	0,7	0,2	FT	0,27	0,93

49	200,0	75,0	30,0	6,30	0,38	0,15	2322,0	400,0	0,6	0,6	0,2	FT	0,35	0,98
50	200,0	100,0	25,0	2,65	0,50	0,13	1146,0	800,0	1,4	1,1	0,4	FT	0,27	0,80
51	200,0	100,0	25,0	3,00	0,50	0,13	1291,0	800,0	1,2	1,0	0,4	FT	0,30	0,84
52	200,0	100,0	25,0	3,35	0,50	0,13	1434,0	800,0	1,1	1,0	0,4	FT	0,34	0,87
53	200,0	100,0	25,0	3,75	0,50	0,13	1595,0	800,0	1,0	0,9	0,4	FT	0,38	0,91
54	200,0	100,0	25,0	4,25	0,50	0,13	1794,0	600,0	0,9	0,8	0,3	FT	0,32	0,96
55	200,0	100,0	25,0	4,75	0,50	0,13	1989,0	600,0	0,8	0,8	0,3	FT	0,36	0,99
56	250,0	85,0	25,0	2,00	0,34	0,10	914,0	1000,0	2,3	1,5	0,4	FT	0,20	0,65
57	250,0	85,0	25,0	2,25	0,34	0,10	1024,0	1000,0	2,0	1,4	0,4	FT	0,22	0,69
58	250,0	85,0	25,0	2,65	0,34	0,10	1199,0	1000,0	1,7	1,3	0,5	FT	0,26	0,73
59	250,0	85,0	25,0	3,00	0,34	0,10	1351,0	1000,0	1,5	1,2	0,5	FT	0,29	0,77
60	250,0	85,0	25,0	3,35	0,34	0,10	1501,0	1000,0	1,4	1,1	0,5	FT	0,33	0,80
61	250,0	85,0	25,0	3,75	0,34	0,10	1670,0	1000,0	1,2	1,0	0,5	FT	0,37	0,84
62	250,0	85,0	25,0	4,25	0,34	0,10	1879,0	750,0	1,1	0,9	0,3	FT	0,32	0,88
63	250,0	85,0	25,0	4,75	0,34	0,10	2084,0	750,0	1,0	0,9	0,3	FT	0,35	0,91
64	250,0	85,0	25,0	6,30	0,34	0,10	2700,0	500,0	0,7	0,7	0,2	FT	0,32	0,99
65	250,0	100,0	25,0	2,65	0,40	0,10	1279,0	1000,0	1,7	1,3	0,4	FT	0,24	0,74
66	250,0	100,0	25,0	3,00	0,40	0,10	1441,0	1000,0	1,5	1,2	0,4	FT	0,27	0,78
67	250,0	100,0	25,0	3,35	0,40	0,10	1601,0	1000,0	1,4	1,1	0,4	FT	0,30	0,81
68	250,0	100,0	25,0	3,75	0,40	0,10	1783,0	1000,0	1,2	1,0	0,4	FT	0,34	0,84
69	250,0	100,0	25,0	4,25	0,40	0,10	2006,0	1000,0	1,1	1,0	0,4	FT	0,39	0,88
70	250,0	100,0	25,0	4,75	0,40	0,10	2227,0	750,0	1,0	0,9	0,3	FT	0,33	0,92
71	300,0	85,0	25,0	2,00	0,28	0,08	1014,0	1200,0	2,7	1,9	0,5	F	0,19	0,68
72	300,0	85,0	25,0	2,25	0,28	0,08	1137,0	1200,0	2,4	1,7	0,5	F	0,22	0,71
73	300,0	85,0	25,0	2,65	0,28	0,08	1332,0	1200,0	2,0	1,6	0,5	F	0,26	0,77
74	300,0	85,0	25,0	3,00	0,28	0,08	1501,0	1200,0	1,8	1,4	0,5	F	0,30	0,79
75	300,0	85,0	25,0	3,35	0,28	0,08	1668,0	1200,0	1,6	1,4	0,5	F	0,33	0,84
76	300,0	85,0	25,0	3,75	0,28	0,08	1858,0	1200,0	1,4	1,2	0,5	F	0,37	0,86
77	300,0	85,0	25,0	4,25	0,28	0,08	2091,0	900,0	1,3	1,1	0,4	F	0,32	0,90
78	300,0	85,0	25,0	4,75	0,28	0,08	2322,0	900,0	1,1	1,1	0,4	F	0,36	0,93
79	300,0	85,0	25,0	6,30	0,28	0,08	3015,0	600,0	0,9	0,9	0,3	F	0,33	0,99
80	300,0	100,0	25,0	2,65	0,33	0,08	1411,0	1200,0	2,1	1,6	0,5	FT	0,23	0,78
81	300,0	100,0	25,0	3,00	0,33	0,08	1591,0	1200,0	1,8	1,4	0,5	FT	0,26	0,79
82	300,0	100,0	25,0	3,35	0,33	0,08	1769,0	1200,0	1,6	1,3	0,5	FT	0,29	0,82
83	300,0	100,0	25,0	3,75	0,33	0,08	1970,0	1200,0	1,4	1,2	0,5	FT	0,32	0,85
84	300,0	100,0	25,0	4,25	0,33	0,08	2219,0	1200,0	1,3	1,2	0,5	FT	0,37	0,90
85	300,0	100,0	25,0	4,75	0,33	0,08	2464,0	900,0	1,1	1,1	0,4	FT	0,31	0,92

Tabela 3. Resultados da resistência na compressão axial para o grupo de PFF incluídos na Tabela 2: métodos analíticos descritos nas seções 2.2 e 2.3, N_{cR} e N_{cR}^{*}, e do modelo numérico N_{uMEF}, (mm, kN)

Coluna	N_{cR}	N_{cR}^{*}	N_{uMEF}	N_{cR}^{*} / N_{cR}	N_{uMEF} / N_{cR}	N_{uMEF} / N_{cR}^{*}
1 - 50 x 25 x 10 x 1,20	44,0	45,3	45,1	1,03	1,02	1,00
2 - 50 x 25 x 10 x 1,5	56,2	56,2	57,5	1,00	1,02	1,02
3 - 50 x 25 x 10 x 2,0	72,9	72,9	75,9	1,00	1,04	1,04
4 - 50 x 25 x 10 x 2,25	80,7	80,7	84,9	1,00	1,05	1,05
5 - 50 x 25 x 10 x 2,65	92,6	92,6	98,5	1,00	1,06	1,06
6 - 50 x 25 x 10 x 3,00	102,5	102,5	110,1	1,00	1,07	1,07
7 - 75 x 40 x 15 x 1,20	54,4	53,0	53,2	0,97	0,98	1,00
8 - 75 x 40 x 15 x 1,50	77,8	77,8	80,1	1,00	1,03	1,03
9 - 75 x 40 x 15 x 2,00	114,4	115,5	118,2	1,01	1,03	1,02
10 - 75 x 40 x 15 x 2,25	128,5	128,5	133,2	1,00	1,04	1,04
11 - 75 x 40 x 15 x 2,65	151,3	151,3	156,4	1,00	1,03	1,03
12 - 75 x 40 x 15 x 3,00	169,0	169,0	174,0	1,00	1,03	1,03
13 - 100 x 40 x 17 x 1,20	51,8	47,4	47,8	0,91	0,92	1,01
14 - 100 x 40 x 17 x 1,50	74,9	72,5	72,9	0,97	0,97	1,00
15 - 100 x 40 x 17 x 2,00	121,1	121,1	121,9	1,00	1,01	1,01
16 - 100 x 40 x 17 x 2,25	145,5	145,5	146,5	1,00	1,01	1,01
17 - 100 x 40 x 17 x 2,65	176,1	177,0	178,4	1,01	1,01	1,01
18 - 100 x 40 x 17 x 3,00	198,0	198,0	203,6	1,00	1,03	1,03
19 - 100 x 40 x 17 x 3,35	218,4	218,4	227,1	1,00	1,04	1,04
20 - 100 x 50 x 17 x 1,20	56,7	50,9	51,9	0,90	0,92	1,02
21 - 100 x 50 x 17 x 1,50	82,0	78,5	79,4	0,96	0,97	1,01
22 - 100 x 50 x 17 x 2,00	130,6	130,6	134,8	1,00	1,03	1,03
23 - 100 x 50 x 17 x 2,25	155,6	159,5	160,0	1,03	1,03	1,00
24 - 100 x 50 x 17 x 2,65	190,2	192,1	197,1	1,01	1,04	1,03
25 - 100 x 50 x 17 x 3,00	218,7	218,8	222,9	1,00	1,02	1,02
26 - 100 x 50 x 17 x 3,35	241,6	241,6	248,4	1,00	1,03	1,03
27 - 125 x 50 x 17 x 2,00	125,2	124,1	124,2	0,99	0,99	1,00
28 - 125 x 50 x 17 x 2,25	151,1	151,1	155,0	1,00	1,03	1,03
29 - 125 x 50 x 17 x 2,65	199,2	199,7	201,9	1,00	1,01	1,01
30 - 125 x 50 x 17 x 3,00	233,0	238,5	237,8	1,02	1,02	1,00
31 - 125 x 50 x 17 x 3,35	265,7	269,3	271,8	1,01	1,02	1,01
32 - 125 x 50 x 17 x 3,75	298,1	298,1	304,4	1,00	1,02	1,02
33 - 150 x 60 x 20 x 2,00	133,5	124,4	126,3	0,93	0,95	1,02
34 - 150 x 60 x 20 x 2,25	161,7	156,7	157,7	0,97	0,97	1,01
35 - 150 x 60 x 20 x 2,65	210,7	210,7	214,7	1,00	1,02	1,02
36 - 150 x 60 x 20 x 3,00	261,8	261,8	264,1	1,00	1,01	1,01
37 - 150 x 60 x 20 x 3,35	305,2	311,1	313,6	1,02	1,03	1,01
38 - 150 x 60 x 20 x 3,75	350,9	362,9	359,2	1,03	1,02	0,99
39 - 150 x 60 x 20 x 4,25	405,7	406,6	415,1	1,00	1,02	1,02
40 - 150 x 60 x 20 x 4,75	448,9	448,9	468,7	1,00	1,04	1,04
41 - 200 x 75 x 20 x 2,00	137,7	117,1	122,8	0,85	0,89	1,05
42 - 200 x 75 x 20 x 2,25	167,5	147,1	153,4	0,88	0,92	1,04
43 - 200 x 75 x 25 x 2,65	226,6	211,3	214,5	0,93	0,95	1,02
44 - 200 x 75 x 25 x 3,00	277,5	269,8	270,8	0,97	0,98	1,00
45 - 200 x 75 x 25 x 3,35	331,7	331,7	333,7	1,00	1,01	1,01
46 - 200 x 75 x 25 x 3,75	405,8	405,8	406,7	1,00	1,00	1,00
47 - 200 x 75 x 25 x 4,25	489,5	494,0	499,5	1,01	1,02	1,01
48 - 200 x 75 x 25 x 4,75	564,3	593,4	577,4	1,05	1,02	0,97
49 - 200 x 75 x 30 x 6,30	787,3	787,3	818,2	1,00	1,04	1,04
50 - 200 x 100 x 25 x 2,65	255,7	233,3	239,6	0,91	0,94	1,03
51 - 200 x 100 x 25 x 3,00	313,7	295,9	303,4	0,94	0,97	1,03

52 - 200 x 100 x 25 x 3,35	375,4	363,3	374,2	0,97	1,00	1,03
53 - 200 x 100 x 25 x 3,75	443,4	443,8	461,4	1,00	1,04	1,04
54 - 200 x 100 x 25 x 4,25	527,2	544,8	561,4	1,03	1,06	1,03
55 - 200 x 100 x 25 x 4,75	611,9	639,8	678,5	1,05	1,11	1,06
56 - 250 x 85 x 25 x 2,00	141,8	117,1	120,9	0,83	0,85	1,03
57 - 250 x 85 x 25 x 2,25	173,1	145,0	151,6	0,84	0,88	1,05
58 - 250 x 85 x 25 x 2,65	227,9	198,0	206,7	0,87	0,91	1,04
59 - 250 x 85 x 25 x 3,00	280,2	252,8	260,9	0,90	0,93	1,03
60 - 250 x 85 x 25 x 3,35	336,2	314,8	320,6	0,94	0,95	1,02
61 - 250 x 85 x 25 x 3,75	404,0	390,1	396,3	0,97	0,98	1,02
62 - 250 x 85 x 25 x 4,25	506,7	492,0	497,5	0,97	0,98	1,01
63 - 250 x 85 x 25 x 4,75	594,6	598,6	607,6	1,01	1,02	1,01
64 - 250 x 85 x 25 x 6,30	869,7	911,1	905,3	1,05	1,04	0,99
65 - 250 x 100 x 25 x 2,65	243,5	209,1	219,3	0,86	0,90	1,05
66 - 250 x 100 x 25 x 3,00	299,5	267,1	277,0	0,89	0,92	1,04
67 - 250 x 100 x 25 x 3,35	359,3	332,3	340,8	0,92	0,95	1,03
68 - 250 x 100 x 25 x 3,75	432,3	412,1	421,4	0,95	0,97	1,02
69 - 250 x 100 x 25 x 4,25	529,1	519,5	533,8	0,98	1,01	1,03
70 - 250 x 100 x 25 x 4,75	627,6	632,2	647,2	1,01	1,03	1,02
71 - 300 x 85 x 25 x 2,00	137,0	106,1	112,6	0,77	0,82	1,06
72 - 300 x 85 x 25 x 2,25	167,5	132,4	141,5	0,79	0,85	1,07
73 - 300 x 85 x 25 x 2,65	220,9	181,4	194,1	0,82	0,88	1,07
74 - 300 x 85 x 25 x 3,00	272,0	233,4	245,3	0,86	0,90	1,05
75 - 300 x 85 x 25 x 3,35	326,6	288,5	301,5	0,88	0,92	1,05
76 - 300 x 85 x 25 x 3,75	393,0	361,7	371,8	0,92	0,95	1,03
77 - 300 x 85 x 25 x 4,25	482,0	458,9	466,0	0,95	0,97	1,02
78 - 300 x 85 x 25 x 4,75	574,2	564,7	573,4	0,98	1,00	1,02
79 - 300 x 85 x 25 x 6,30	870,6	902,2	935,7	1,04	1,07	1,04
80 - 300 x 100 x 25 x 2,65	236,6	190,1	205,0	0,80	0,87	1,08
81 - 300 x 100 x 25 x 3,00	291,8	245,7	259,4	0,84	0,89	1,06
82 - 300 x 100 x 25 x 3,35	351,0	306,5	319,2	0,87	0,91	1,04
83 - 300 x 100 x 25 x 3,75	423,3	382,3	393,8	0,90	0,93	1,03
84 - 300 x 100 x 25 x 4,25	509,6	484,7	497,6	0,95	0,98	1,03
85 - 300 x 100 x 25 x 4,75	610,8	598,8	608,5	0,98	1,00	1,02

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE DA FLAMBAGEM DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO COM SEÇÃO COMPOSTA DO TIPO DUPLO ÔMEGA SOB FLEXÃO SIMPLES E COMPRESSÃO AXIAL

Tallys Gonçalves Pereira[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo

O objetivo desta investigação consiste em analisar o efeito de variações na geometria de seção de aço formada a frio, do tipo Ômega, na resistência estrutural na flexão simples e na compressão axial. Para isso, foi adotada uma seção isolada de referência e dois arranjos compostos dos tipos fechado e semiaberto. Para cada um desses arranjos foram realizadas variações nas dimensões do enrijecedor trapezoidal na alma, gerando 7 seções. As análises de flambagem foram desenvolvidas com auxílio dos softwares GBTUL e CUFSM, na compressão axial e à flexão pura, de modo isolado. Considerando-se que os PFF's constituem elementos de paredes finas e, portanto, a resistência estrutural está associada aos modos de flambagem dominantes, o resultado da análise de flambagem oferece informação relevante para a avaliação da resistência estrutural, com base no método da resistência direta preconizado pela norma NBR 14762:2010. Os resultados obtidos permitem avaliar a eficiência estrutural das distintas seções, com variações de geometria no enrijecedor de alma.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio; Seção tipo Ômega; Seção composta; Análise de flambagem.

BUCKLING ANALYSIS OF COLD-FORMED STEEL MEMBERS WITH OMEGA-TYPE BUILT-UP SECTION UNDER BENDING AND AXIAL COMPRESSION.

Abstract

The objective of the investigation is to analyze cold-formed steel (CFS) Omega cross-section members under bending and axial compression. For this, isolated reference section was adopted, in addition with built-up closed and semi-opened arrangements. Each of these arrangements considered 7 variations of the dimensions of the trapezoidal web intermediate stiffener. The buckling analyses were developed with the help of GBTUL and CUFSM software, for simply supported condition and submitted, separately, to axial compression and bending. Considering the structural strength of thin-walled CFS is associated with the dominant buckling modes, the result of the buckling analysis offers relevant information for the evaluation of the structural strength, based on the direct strength method recommended by NBR 14762:2010. The obtained results allowed to evaluate the structural efficacy of the different sections, with variations on geometry of the web stiffener.

Keywords: Cold-formed steel member; Omega-type section; Built-up section; Buckling analysis.

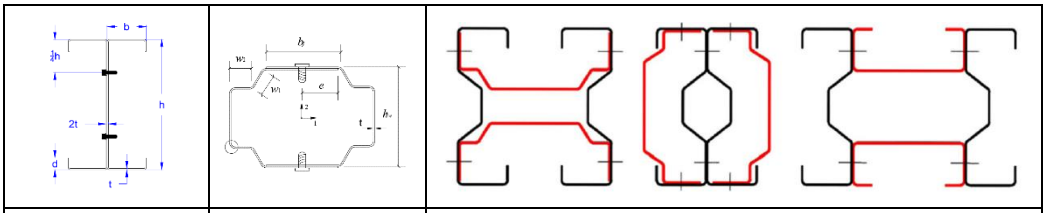
[1] Bacharel em Engenharia Civil, Mestrando no Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[2] Professor Titular no Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e no Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Em decorrência da sua significativa capacidade resistente, baixo custo e leveza, o uso de perfis de aço formados a frio (PFF) tornou-se uma prática comum no projeto de estruturas. Por outro lado, devido à sua composição ser à base de chapas muito finas, esses perfis são, normalmente, bastante esbeltos o que os torna vulneráveis a mecanismos de flambagem local e distorcional.

Dessa maneira, muitos estudos vêm sendo conduzidos nos últimos anos visando aumentar a resistência à flambagem a partir da associação de perfis, como Fratamico *et al*. [1], Wang e Young [2], Georgieva *et al*. [3], dentre outros (Figura 01). Esse aumento de resistência se dá devido à mudança que ocorre nas propriedades geométricas da seção, bem como da solidariedade que surge entre os perfis conectados.



Fratamico *et al.* [1]	Wang e Young [2]	Georgieva *et al.* [3]

Figura 01 — Exemplos de seções compostas presentes na literatura.

Essas ligações podem ser estabelecidas por meio de parafusos ou até mesmo por solda, sendo essencial a avaliação de sua influência no comportamento da peça. Assim, esta pesquisa apresenta os resultados da análise da flambagem de perfis formados a frio do tipo Ômega, ilustrado na Figura 02, em seções isoladas e compostas, com a análise da influência de variações na geometria da seção, na resistência à flambagem das peças, sob compressão axial e flexão pura.

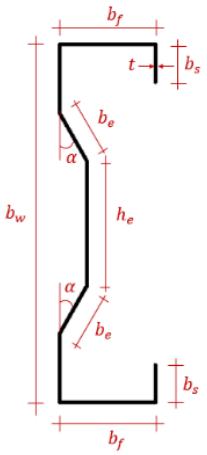


Figura 02 — Dimensões da seção Ômega.

Posteriormente, os resultados aqui obtidos podem vir a ser utilizados para estimar a resistência de elementos estruturais formados por seções de parede fina compostas, visto que as instruções normativas vigentes ainda não abrangem o dimensionamento desse tipo de seção.

2 SEÇÕES ÔMEGA ESTUDADAS

O ponto de partida dessa pesquisa foi a seção transversal do tipo Ômega Simples, formada por uma chapa metálica de espessura igual a 1,95 mm e demais dimensões ilustradas na Figura 03 (dimensões em mm). Essa geometria de seção tem origem em um elemento estrutural produzido por uma fábrica de estruturas leves de aço, para a montagem de estruturas aporticada de cobertura de área de criação animal (pecuária).

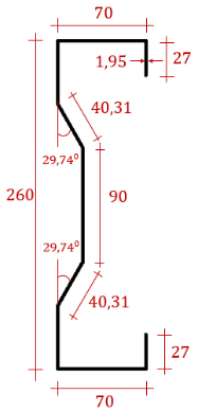


Figura 03 — Dimensões da seção transversal base (Perfil 1).

A partir desse perfil (tomado como Perfil 1) foram realizadas sucessivas modificações na geometria do enrijecedor intermediário, trecho trapezoidal localizado a meia altura da alma da seção. Essas modificações foram feitas de maneira que o maior lado do enrijecedor (h_e) variasse de 90 mm até 160 mm, mantendo o ângulo α constante, assim como as demais dimensões da seção transversal inalteradas.

Do Perfil 1 para Perfil 2 o valor de h_e foi incrementado em 10 mm e, sequencialmente, os demais perfis foram gerados a partir de incrementos em h_e de 12 mm em relação ao perfil anterior, com h_e atingindo seu valor máximo no Perfil 7 (160 mm). Na Figura 04 está representado resumidamente esse processo.

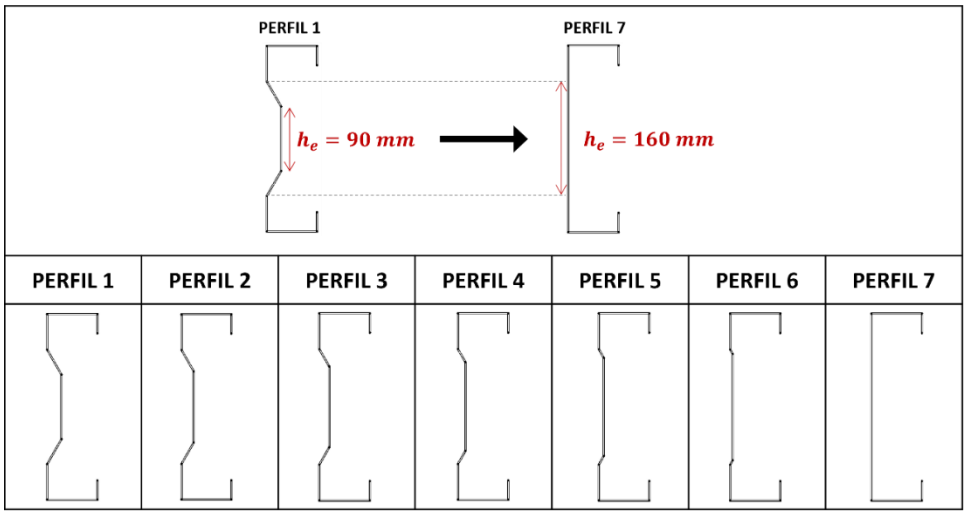


Figura 04 — Representação da variação de geometria dos perfis estudados.

Cada seção transversal (Perfil) foi modelada considerando dois tipos de nós: os nós naturais, que definem a geometria da seção, e os nós intermediários (n_i), posicionados no ponto médio entre dois nós principais e que servem para captar modos de flambagem local. A Figura 05 ilustra essa discretização para os três tipos de arranjo geométrico analisados nessa pesquisa: Seção Isolada, Seção Semiaberta e Seção Fechada.

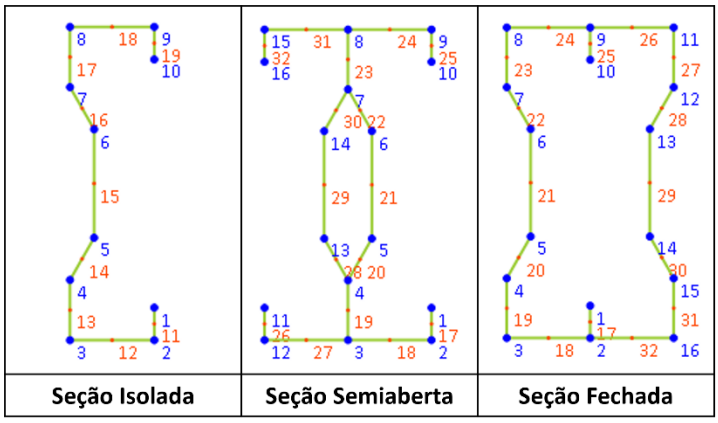


Figura 05 — Discretização da seção transversal para análise da flambagem pelo GBTUL [4].

A convergência nos resultados foi encontrada para o caso utilizando 3 nós intermediários, visto que para uma maior quantidade de nós intermediários os resultados praticamente se repetiram. Quando são comparadas as discretizações de $n_i = 1$ versus $n_i = 3$, as diferenças percentuais máximas chegam a aproximadamente 2,0% na compressão axial e a 1,5% na flexão pura.

Assim, entendeu-se que a utilização de apenas 1 nó intermediário é razoável, tendo em vista as pequenas diferenças obtidas em relação à $n_i = 3$, onde atingiu-se a convergência. Além disso, vale ressaltar que o tempo de processamento do software aumenta de maneira diretamente proporcional ao aumento de n_i, portanto trabalhar com mais nós intermediários dificulta a extração dos resultados.

Por fim, ainda nas considerações acerca da geometria da seção, é válido ressaltar que nas junções entre dois perfis isolados, como nos casos de seções compostas, foi utilizada a espessura duplicada, de modo a simplificar o problema da ligação entre os perfis. Nessa hipótese, as ligações entre os perfis são tomadas como totalmente efetivas.
As propriedades adotadas do aço são: Módulo de Elasticidade Longitudinal (E) de 200 GPa, Módulo de Elasticidade Transversal (G) de 76,92 GPa, tensão de escoamento (fy) de 350 MPa e Coeficiente de Poisson (v) de 0,30.

3 ANÁLISE DE FLAMBAGEM

As análises foram realizadas considerando dois tipos de elementos estruturais: compressão axial e flexão pura. Dessa forma, foi admitida a condição de extremidades simplesmente apoiadas, livres para as rotações e empenamento, tanto para a compressão axial quanto para a flexão pura.
Para os casos de compressão axial, foi aplicada uma carga pontual unitária centrada em ambas as extremidades do elemento. No tocante à flexão pura, foi admitida a ocorrência de flexão em torno do eixo de maior inercia da seção, a partir da aplicação de momentos unitários nas extremidades, produzindo momento fletor constante ao longo da barra. Na Figura 06 são mostrados os elementos estruturais com os devidos carregamentos.

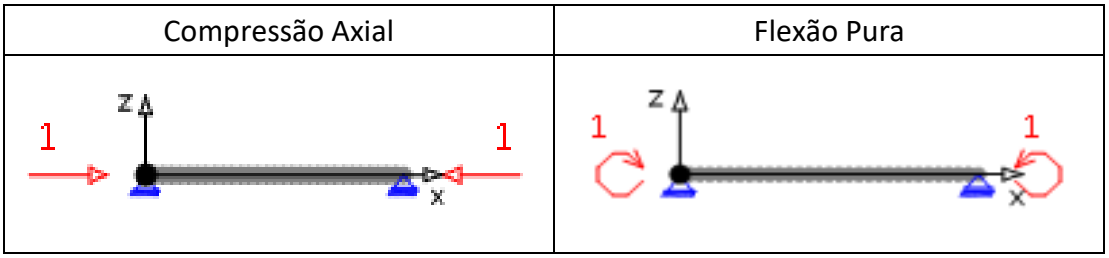


Figura 06 — Elementos estruturais analisados e os carregamentos aplicados (extraído do GBTUL).

Para obter os valores de cargas críticas (força de compressão e momento fletor) e comprimentos críticos, bem como os modos de flambagem que estão associados a cada uma dessas variáveis, foram realizadas análises numéricas em dois softwares com fundamentações teóricas distintas, o GBTUL e o CUFSM [5].
O GBTUL é um software que implementa o que há de mais moderno na Teoria Generalizada de Vigas (em inglês, GBT, Generalized Beam Theory) para a execução de análises numéricas de flambagem elástica e vibração de peças formadas por elementos prismáticos de paredes finas. O CUFSM fornece a implementação completa do método de faixa finita restrita (Constrained Finite Strip Method, CUFSM), que permite ao usuário realizar decomposição modal, fornecendo meios precisos para separar os modos de flambagem local, distorcional e global, além de outros modos (secundários), em elementos de paredes finas.

3.1. Flambagem Local e Distorcional

Para obtenção das cargas críticas local e distorcional, em ambos os softwares, foi utilizada a curva de assinatura de cada elemento, para comprimentos críticos dentro de um intervalo de 10 mm a 10000 mm. Dessa forma, para que os valores de ambos os softwares possam ser

comparados, se faz necessário converter os valores de tensão fornecidos pelo CUFSM para grandezas de força (P_{cr}) e momento (M_{cr}).
Os valores de cargas e momentos críticos ainda se dividem em locais (P_{cr_L} e M_{cr_L}) e distorcionais (P_{cr_D} e M_{cr_D}), a depender do modo de flambagem em que ocorrem. A seguir, na Figura 07, é mostrado um exemplo de como esses resultados foram extraídos, apresentando as cargas críticas fornecidas pelos dois softwares bem como o modo de flambagem que se desenvolveu na seção transversal.

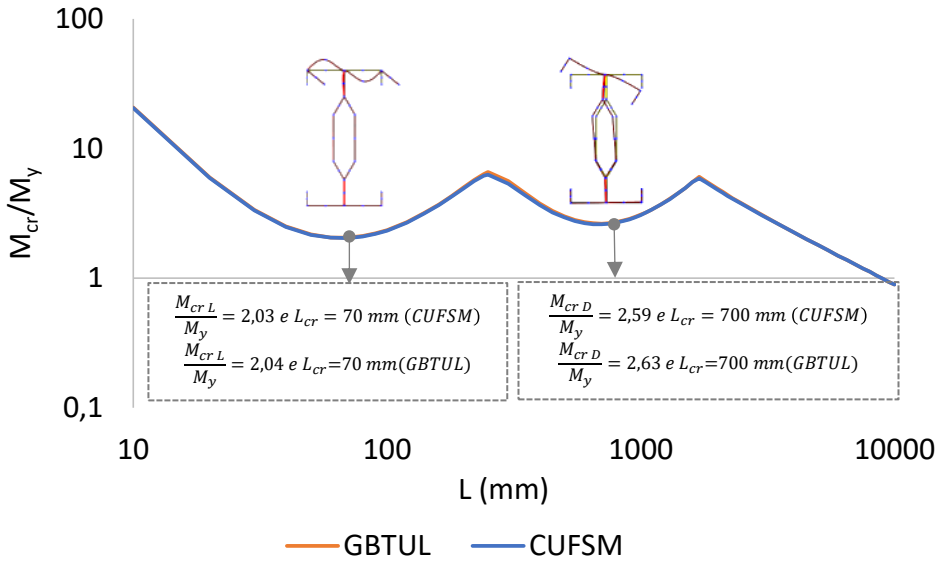


Figura 07 — Curvas de assinatura, cargas críticas e modos de flambagem fornecidos pelo CUFSM e GBTUL para o Perfil 1, no arranjo semiaberto, submetido à flexão pura.

Assim, os valores mínimos observados em cada curva de assinatura foram agrupados, com os resultados para compressão axial exibidos nos gráficos da Figura 08, e os resultados para flexão pura mostrados nos gráficos da Figura 09.

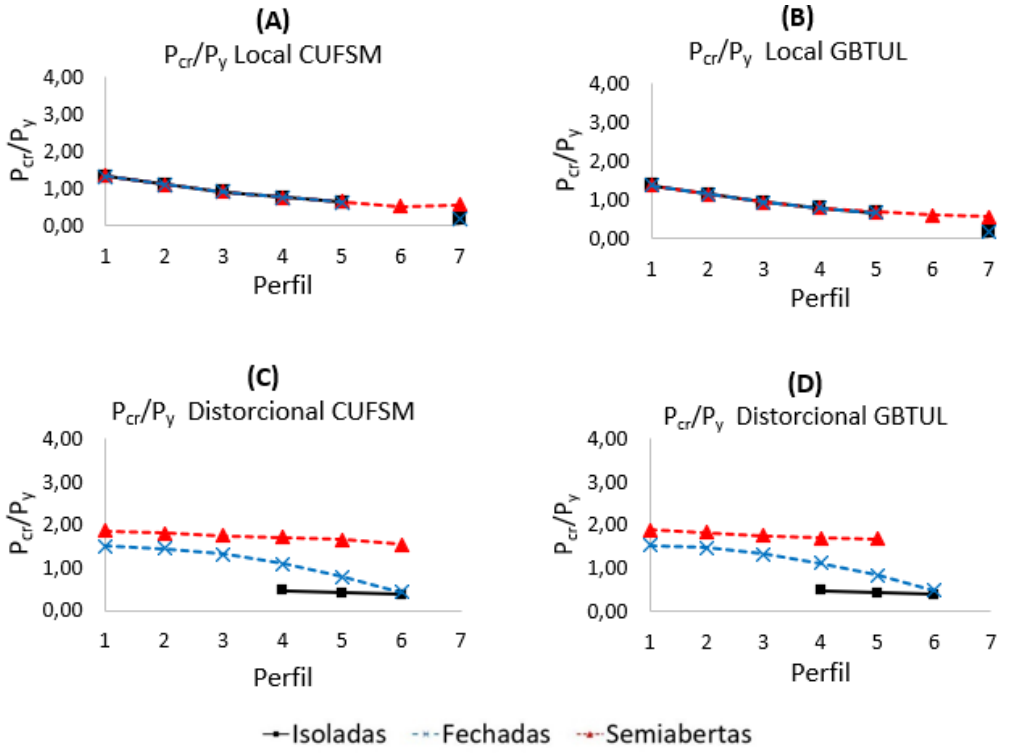


Figura 08 — Cargas críticas fornecidas pelo CUFSM e GBTUL para todas as seções e arranjos.

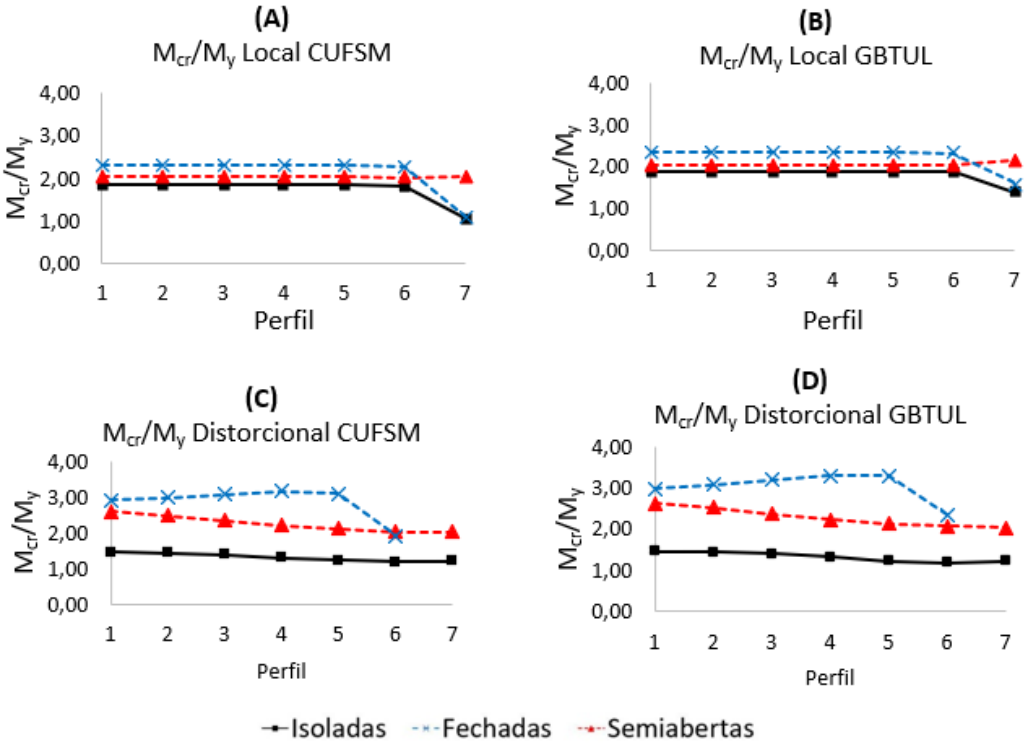


Figura 09 — Momentos fletores críticos fornecidos pelo CUFSM e GBTUL para todas as seções e arranjos.

Nas Tabela 1 e 2, são mostrados os comparativos percentuais obtidos entre os softwares para a compressão axial e flexão pura, respectivamente. De modo geral, nota-se maiores similaridades nos resultados de mínimos locais e distorcionais, nas seções do tipo Ômega (Perfil 1 até o 6). No Perfil 7, foram observadas maiores discrepâncias com diferença de até 32,3% no momento fletor de flambagem local das seções fechadas.

Tabela 1 — Comparativo de cargas críticas (P_{cr}) fornecidos das análises CUFSM e GBTUL.

DIFERENÇAS ENTRE RESULTADOS DAS ANÁLISES CUFSM E O GBTUL NA COMPRESSÃO AXIAL						
PERFIS	P_{cr}/P_y Locais			P_{cr}/P_y Distorcionais		
	Isoladas	Semiabertas	Fechadas	Isoladas	Semiabertas	Fechadas
1	-3,3%	-3,4%	-3,4%	-	-1,3%	-1,4%
2	-3,8%	-3,6%	-3,8%	-	-1,2%	-1,3%
3	-3,9%	-3,6%	-3,9%	-	-0,7%	-1,6%
4	-5,1%	-4,5%	-5,1%	-0,1%	-0,6%	-2,4%
5	-8,4%	-6,7%	-8,4%	0,0%	-1,5%	-4,3%
6	-	-14,5%	-	0,1%	-	-10,3%
7	-0,7%	-0,7%	-0,6%	-	-	-
	DIF MÉD LOCAIS		-4,6%	DIF MÉD DISTORCIONAIS		-1,9%

Tabela 2 — Comparativo de momentos fletores críticos (M_{cr}) fornecidos das análises CUFSM e GBTUL.

DIFERENÇAS ENTRE RESULTADOS DAS ANÁLISES CUFSM E O GBTUL NA FLEXÃO PURA						
PERFIS	M_{cr}/M_y Locais			M_{cr}/M_y Distorcionais		
	Isoladas	Semiabertas	Fechadas	Isoladas	Semiabertas	Fechadas
1	-0,9%	-0,6%	-0,9%	-0,2%	-1,2%	-2,4%
2	-0,9%	-0,6%	-0,9%	-0,3%	-1,0%	-2,7%
3	-1,0%	-0,6%	-0,9%	-0,3%	-0,7%	-3,3%
4	-1,0%	-0,6%	-1,0%	-0,2%	-0,4%	-4,3%
5	-1,1%	-0,7%	-1,1%	0,0%	-0,3%	-5,6%
6	-1,6%	-0,8%	-1,8%	0,1%	-1,9%	-18,5%
7	-25,3%	-4,2%	-32,3%	-0,7%	-0,4%	-
	DIF MÉD LOCAIS		-3,8%	DIF MÉD DISTORCIONAIS		-2,2%

Os resultados das análises com os programas computacionais CUFSM e GBTUL conduziram a resultados equivalentes, com diferenças muito pequenas. Portanto, nos cálculos posteriores, referentes à resistência das peças, adotou-se os valores apresentados pelo CUFSM.
Além dos resultados das cargas críticas P_{cr} e M_{cr}, as Figuras 10, 11 e 12 apresentam os modos de flambagem na compressão axial obtidos dos programas CUFSM e GBTUL, enquanto os modos associados à flexão pura são apresentados nas Figuras 13, 14 e 15.

SEÇÕES ISOLADAS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO SIMPLES													
PERFIL 1		PERFIL 2		PERFIL 3		PERFIL 4		PERFIL 5		PERFIL 6		PERFIL 7	
CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL

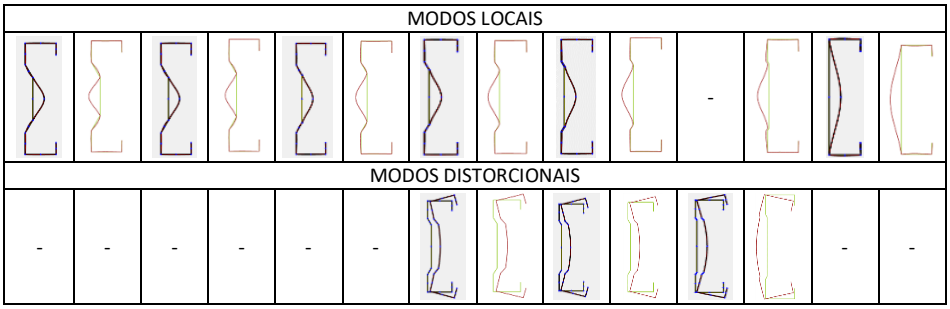


Figura 10 — Modos de flambagem local e distorcional obtidos pelo CUFSM e GBTUL na compressão axial para as seções isoladas.

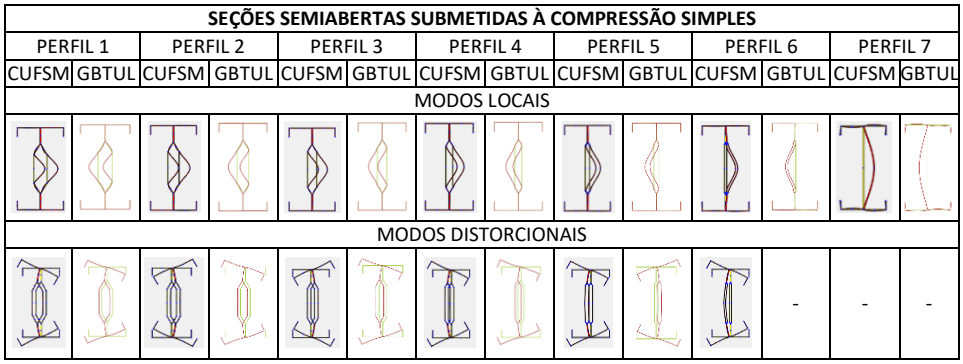


Figura 11 — Modos de flambagem local e distorcional obtidos pelo CUFSM e GBTUL na compressão axial para as seções semi-abertas.

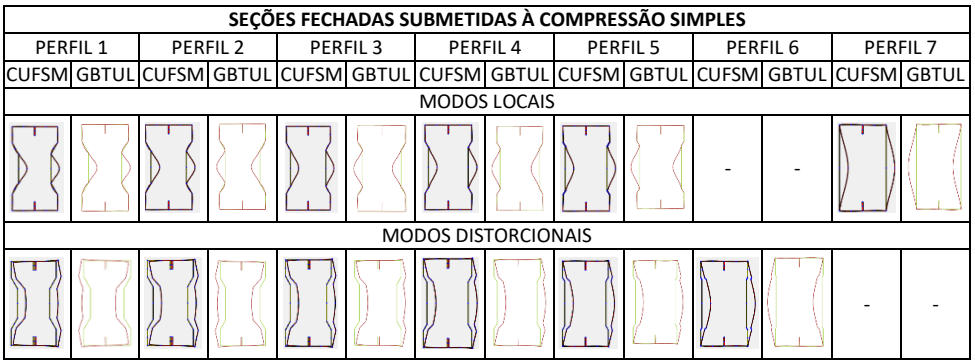
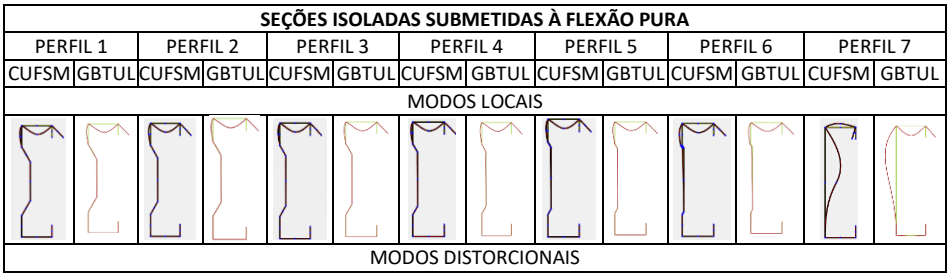


Figura 12 — Modos de flambagem local e distorcional obtidos pelo CUFSM e GBTUL na compressão axial para as seções fechadas.



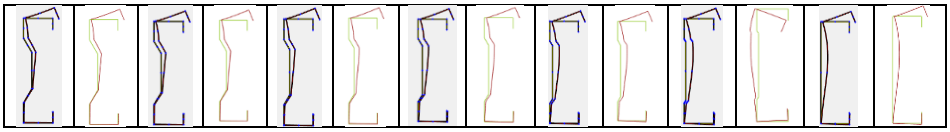


Figura 13 — Modos de flambagem local e distorcional obtidos pelo CUFSM e GBTUL na flexão pura para as seções isoladas.

SEÇÕES SEMIABERTAS SUBMETIDAS À FLEXÃO PURA													
PERFIL 1		PERFIL 2		PERFIL 3		PERFIL 4		PERFIL 5		PERFIL 6		PERFIL 7	
CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL
MODOS LOCAIS													
MODOS DISTORCIONAIS													

Figura 14 — Modos de flambagem local e distorcional obtidos pelo CUFSM e GBTUL na flexão pura para as seções semi-abertas.

SEÇÕES FECHADAS SUBMETIDAS À FLEXÃO PURA													
PERFIL 1		PERFIL 2		PERFIL 3		PERFIL 4		PERFIL 5		PERFIL 6		PERFIL 7	
CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL	CUFSM	GBTUL
MODOS LOCAIS													
MODOS DISTORCIONAIS													
												-	-

Figura 15 — Modos de flambagem local e distorcional obtidos pelo CUFSM e GBTUL na flexão pura para as seções fechadas.

Na compressão axial, constata-se que a flambagem local se manifesta sobretudo nas paredes do enrijecedor intermediário para os arranjos isolados, fechados e semiabertos. No modo distorcional, notou-se um padrão de abertura da seção, com mudança de orientação das mesas nas seções isoladas e semi-abertas, enquanto as seções fechadas ficaram marcadas por distorção dos enrijecedores intermediários na alma.

Para as peças submetidas à flexão pura, os modos locais ficaram mais evidentes nas mesas comprimidas para os três arranjos, com quase nenhuma interferência na região do enrijecedor

intermediário de alma. Por outro lado, no modo distorcional, notou-se o efeito da distorção nos enrijecedores e nas mesas comprimidas, para todos os arranjos.

3.2. Flambagem Global na Compressão Axial

De acordo com a Teoria da Estabilidade Elástica proposta por Timoshenko [6], a força crítica de flambagem global, N_e, é o valor mínimo dos modos de flexão (de Euler) e torção pura para seções duplamente simétrica e axisimétricas, N_{ex}, N_{ey} e N_{ez}. As equações para obtenção desses valores são apresentadas nas Equações 1, 2 e 3.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \tag{1}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \tag{2}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{{r_0}^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right] \tag{3}$$

Para seções monossimétricas, com eixo de simetria x, como na seção ômega isolada, a força axial de flambagem global elástica N_e é dada pelo menor valor entre N_{ey} (Equação 2) e N_{exz} (Equação 4).

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}}\right] \tag{4}$$

Onde:
C_w: constante de empenamento da seção; J: constante de torção da seção; $K_x L_x$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo x, aqui $K_x = 1$; $K_y L_y$: comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo y, aqui $K_y = 1$; $K_z L_z$: comprimento efetivo de flambagem global por torção, aqui $K_z = 1$; r_x: raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal de inércia x; r_y: raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal de inércia y; x_0: distância do centro de torção ao centroide, na direção do eixo principal x; y_0: distância do centro de torção ao centroide, na direção do eixo principal y; r_0: raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção.

3.3. Flambagem Global na Flexão Pura, FLT

Para os casos de flexão pura, foi utilizado o valor de M_e, momento fletor de flambagem global elástica (modo de Flambagem Lateral com Torção, FLT) conforme a NBR 8800:2008 [7], dado pela Equação 5 para as seções isoladas e compostas. Nesta equação, $C_b = 1$, visto que o momento fletor é uniforme ao longo da peça e L_b é o comprimento destravado da peça em x ou y, já que as condiçoes de apoio são as mesmas para os dois eixos.

$$M_e = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{{L_b}^2} \left[\sqrt{\frac{C_w}{I_y} + \left(1 + 0{,}039 \frac{J {L_b}^2}{C_w}\right)} \right] \quad (5)$$

Os valores de N_e e M_e foram comparados com os resultados de cargas críticas globais fornecidos pelo GBTUL. Para isto, a partir da seleção simultânea do modo global de flexão em torno do eixo de menor inércia (Modo 3) e da torção em torno do eixo longitudinal (Modo 4) foi obtido um modo de Flambagem Lateral com Torção (FLT) no ponto referente ao comprimento da barra analisada. As diferenças se mostraram inferiores a 0,1%, para todas as seções (isoladas, fechadas e semi-abertas) corroborando para a validação dessa etapa dos resultados.

Na NBR 14762:2010 [8], são apresentadas mais algumas formulações para o cálculo de M_e com base na simetria das seções, e se estas seções são abertas ou fechadas. Assim, foi feita uma breve comparação nos valores obtidos com essas formulações e observou-se uma grande proximidade com os resultados obtidos com a Equação 5, mostrando que essa equação pode ser aplicada desde que os valores de propriedades geométricas sejam calculados adequadamente.

3.4. Propriedades Geométricas Torcionais

Para o cálculo de N_e e M_e se faz necessário o conhecimento de propriedades geométricas associadas à flexão, como área (A) e momentos de inercia da seção (I_x e I_y), além de propriedades associadas à torção, como constantes de empenamento (C_w) e torção (J) da seção. Assim, ao verificar essas propriedades nos softwares CUFSM e GBTUL, notou-se que ambos convergem nos valores relacionados às propriedades geométricas associadas à flexão. Contudo, no que se refere às propriedades de torção, foi percebido uma grande discrepância, principalmente no que se refere às seções semiabertas (com região tubular na alma) e fechadas (tubulares).

Dessa maneira, recorreu às formulações analíticas apresentadas por Murray [9] para o cálculo de propriedades torcionais em seções fechadas. Desse modo, observou-se que o GBTUL conduz aos valores mais próximos dos fornecidos pelas formulações analíticas.

3.4.1. Constante de Empenamento (C_w)

Para o cálculo de C_w foram utilizadas as Equações 6, 7 e 8.

$$C_w = t \int_0^s [w(s) \times w(s)]\, ds \quad (6)$$

$$w(s) = \int_0^s \left[\overline{\rho_B}(s) - \frac{\Psi_{\bar{z}}}{t(s)}\right] ds \quad (7)$$

$$\Psi_{\bar{z}} = \frac{2A_{int}}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (8)$$

Onde, w é a coordenada setorial, s é a coordenada da linha média da seção, t é a espessura da seção, $\overline{\rho_B}(s)$ é a distância (mínima) do centro de torção à tangente da linha média da seção em um dado ponto, e A_{int} é a área interna compreendida em uma região tubular (fechada) da seção.

Os resultados de C_w obtidos para os 7 perfis nos arranjos isolado, semiaberto e fechado, foram comparados com os valores fornecidos pelo GBTUL. As diferenças percentuais obtidas são mostradas no gráfico da Figura 16, sendo possível observar que a diferença máxima é de apenas -0,15%, uma discrepância irrisória, que comprova precisão do resultado.

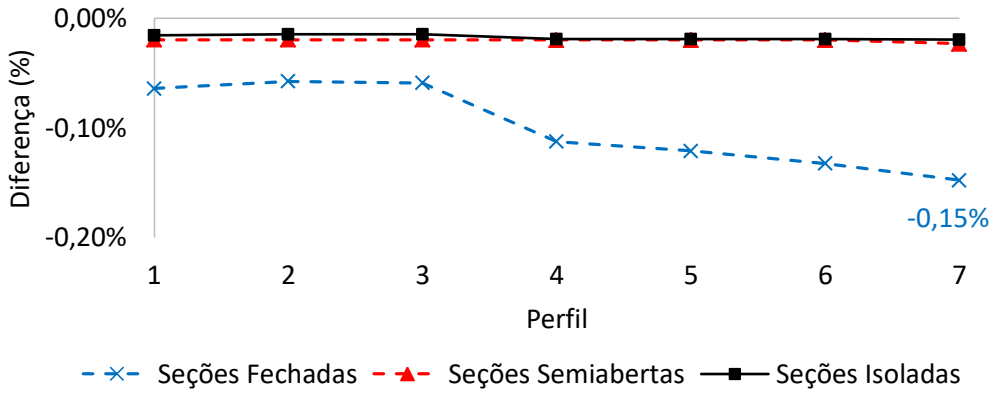


Figura 16 — Diferença percentual no cálculo de C_w numérico (GBTUL) e analítico (Murray [9]).

3.4.2. Constante de Torção (J)

Para a constante de torção de Saint Venant (J), foi utilizada a Equação 9 para seções abertas, e a Equação 10 para seções fechadas.

$$J = \frac{st^3}{3} \tag{9}$$

$$I_p = \frac{4{A_{int}}^2}{\oint \frac{ds}{t}} \tag{10}$$

Desse modo, para as seções isoladas foi utilizada a Equação 9, e para as seções fechadas, a Equação 10. Para as seções semiabertas, foi utilizada a Equação 9 para o trecho aberto, e a Equação 10 para o trecho fechado. Os resultados obtidos são mostrados no gráfico da Figura 17.

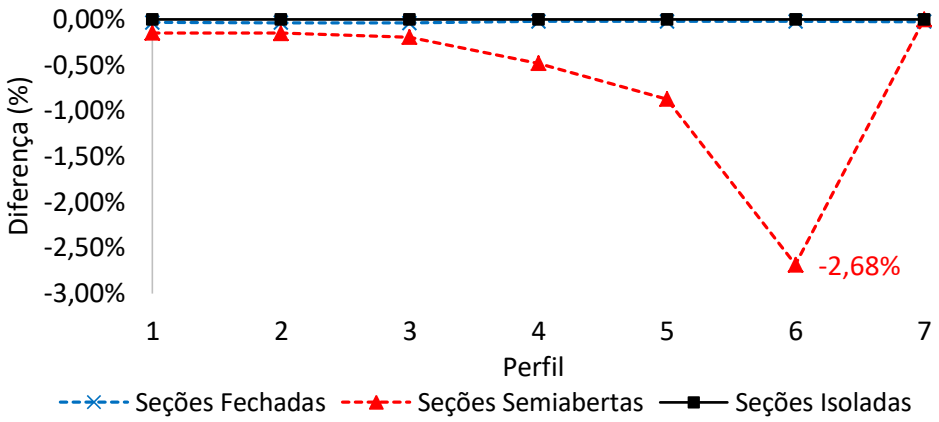


Figura 17 — Diferença percentual no cálculo da constante de torção J numérico (GBTUL) e analítico (Murray [9]).

Para essa propriedade geométrica, percebeu-se um comportamento convergente para as seções fechadas e isoladas, com diferenças percentuais muito próximas de zero. Por outro lado, as seções semi-abertas apresentaram um aumento gradual da diferença percentual à medida que a seção Ômega se aproxima da seção U enrijecido.
Essa diferença apresenta um valor máximo de -2,68% para o Perfil 6, e requer um pouco mais de atenção para entende-la, visto que o GBTUL não é claro quanto à formulação que utiliza para esse tipo de seção com regiões abertas e fechadas. Assim, optou-se por adotar nos cálculos de flambagem global os valores de propriedades torcionais fornecidos pelas formulações analíticas presentes em Murray [9].

4 RESISTÊNCIA ESTRUTURAL

Para o cálculo da resistência dos perfis selecionados, foi utilizado o Método da Resistência Direta presente na NBR 14762:2010 [8].

4.1. Formulação para a Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo (N_{cRd})

Para a flambagem global foi calculado o valor de N_{cRe}, valor característico de força axial de compressão resistente associado à flambagem global, utilizando as Equações 11, 12 e 13.

$$N_{cRe} = (0{,}658^{\lambda_0{}^2})Af_y \quad \text{para } \lambda_0 \leq 1{,}5 \qquad (11)$$

$$N_{cRe} = \left(\frac{0{,}877}{\lambda_0{}^2}\right)Af_y \quad \text{para } \lambda_0 > 1{,}5 \qquad (12)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e}\right)^{0{,}5} \qquad (13)$$

Para a flambagem local foi calculado o valor de N_{cRl}, valor característico de força axial de compressão resistente associado à flambagem local, utilizando as Equações 14, 15 e 16, onde N_l é a carga crítica de flambagem local obtida pelo CUFSM ou GBTUL (anteriormente citada como P_{cr_L}).

$$N_{cRl} = N_{cRe} \quad \text{para } \lambda_l \leq 0{,}776 \qquad (14)$$

$$N_{cRl} = \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_l{}^{0{,}8}}\right)\frac{N_{c,Re}}{\lambda_l{}^{0{,}8}} \quad \text{para } \lambda_l > 0{,}776 \qquad (15)$$

$$\lambda_l = \left(\frac{N_{cRe}}{N_l}\right)^{0{,}5} \qquad (16)$$

Para a flambagem distorcional foi calculado o valor de N_{cRdist}, valor característico de força axial de compressão resistente associado à flambagem distorcional, utilizando as Equações 17, 18 e 19, onde N_{dist} é a carga crítica de flambagem distorcional obtida pelo CUFSM ou GBTUL (anteriormente citada como P_{cr_D}).

$$N_{cRdist} = Af_y \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0{,}561 \qquad (17)$$

$$N_{cRdist} = \left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_{dist}{}^{1{,}2}}\right)\frac{Af_y}{\lambda_{dist}{}^{1{,}2}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0{,}561 \qquad (18)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Af_y}{N_{dist}}\right)^{0{,}5} \qquad (19)$$

Assim, o valor característico da força axial de compressão resistente (N_{cRk}) é dado pela Equação 20, enquanto a força axial de compressão resistente de cálculo (N_{cRd}) é dada pela Equação 21.

$$N_{cRk} = mínimo(N_{cRe}, N_{cRl}, N_{cRdist}) \qquad (20)$$

$$N_{cRd} = \frac{N_{cRk}}{1{,}20} \qquad (21)$$

4.2. Formulação para o Momento Fletor Resistente de Cálculo (M_{Rd})

Para a flambagem lateral com torção foi calculado o valor de M_{Re}, valor característico de momento fletor resistente associado à flambagem global, utilizando as Equações 22, 23, 24 e 25.

$$M_{Re} = Wf_y \quad \text{para } \lambda_0 \leq 0{,}6 \qquad (22)$$

$$M_{Re} = 1{,}11(1 - 0{,}278\lambda_0{}^2)Wf_y \quad \text{para } 0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336 \qquad (23)$$

$$M_{Re} = \frac{Wf_y}{\lambda_0{}^2} \quad \text{para } \lambda_0 \geq 1{,}336 \qquad (24)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{Wf_y}{M_e}\right)^{0{,}5} \qquad (25)$$

Para a flambagem local foi calculado o valor de M_{Rl}, valor característico de momento fletor resistente associado à flambagem local, utilizando as Equações 26, 27 e 28, onde M_l é momento fletor de flambagem local elástica obtido pelo CUFSM ou GBTUL (anteriormente citado como M_{cr_L}).

$$M_{Rl} = M_{Re} \quad \text{para } \lambda_l \leq 0{,}776 \qquad (26)$$

$$M_{Rl} = \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_l^{0{,}8}}\right)\frac{M_{Re}}{\lambda_l^{0{,}8}} \quad \text{para } \lambda_l > 0{,}776 \qquad (27)$$

$$\lambda_l = \left(\frac{M_{Re}}{M_l}\right)^{0{,}5} \qquad (28)$$

Para a flambagem distorcional foi calculado o valor de M_{Rdist}, valor característico de momento fletor resistente associado à flambagem distorcional, utilizando as Equações 29, 30 e 31, onde M_{dist} é momento fletor de flambagem distorcional elástica obtido pelo CUFSM ou GBTUL (anteriormente citado como M_{cr_D}).

$$M_{Rdist} = Wf_y \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0{,}673 \qquad (29)$$

$$M_{Rdist} = \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_{dist}}\right)\frac{Wf_y}{\lambda_{dist}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0{,}673 \qquad (30)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Wf_y}{M_{dist}}\right)^{0{,}5} \qquad (31)$$

Assim, o valor característico de momento fletor resistente (M_{Rk}) é dado pela Equação 32, enquanto o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) é dado pela Equação 33.

$$M_{Rk} = mínimo(M_{Re}, M_{Rl}, M_{Rdist}) \qquad (32)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1{,}10} \qquad (33)$$

5 RESULTADOS DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL

Foram obtidos valores de resistência em barras submetidas à compressão axial e flexão pura para as 7 seções e 3 arranjos analisados nesta pesquisa (ver Figura 4). Inicialmente, os resultados foram obtidos para peças com comprimento de 1000 mm. Posteriormente, os resultados foram obtidos para comprimentos de 500, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

5.1. Resultados da Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo (N_{cRd})

No gráfico presente na Figura 18, é possível perceber que, como esperado, as seções compostas apresentaram resistência superior aos perfis isolados em todos os casos. Além disso, fica evidente a significativa proximidade entre os arranjos fechado e semiaberto até o Perfil 5, com diferenças acentuadas nos Perfis 6 e 7.

Em geral, as seções Ômega se mostraram mais resistentes à compressão axial do que as seções formadas a partir do Perfil U enrijecido. Isso pode ser justificado pelo fato de que, em todos esses casos, a resistência foi controlada por mecanismos de flambagem local-global e distorcional, mecanismos diretamente afetados pela presença do enrijecedor trapezoidal intermediário presente nas seções Ômega. Contudo, como em nenhum dos casos a resistência

foi controlada pela flambagem global, pode-se constatar que os enrijecedores intermediários de alma adotados se mostraram deficientes no que se refere ao combate da flambagem local na compressão axial.

Todos os arranjos se mostraram sensíveis à variação de geometria, de maneira que, para esse comprimento de barra, a resistência observada no Perfil 1 no arranjo semiaberto praticamente coincide com o resultado pelo arranjo fechado, com uma diferença de 2,84%. Para os outros perfis essa superioridade alternou-se, bem como as diferenças percentuais entre as resistências.

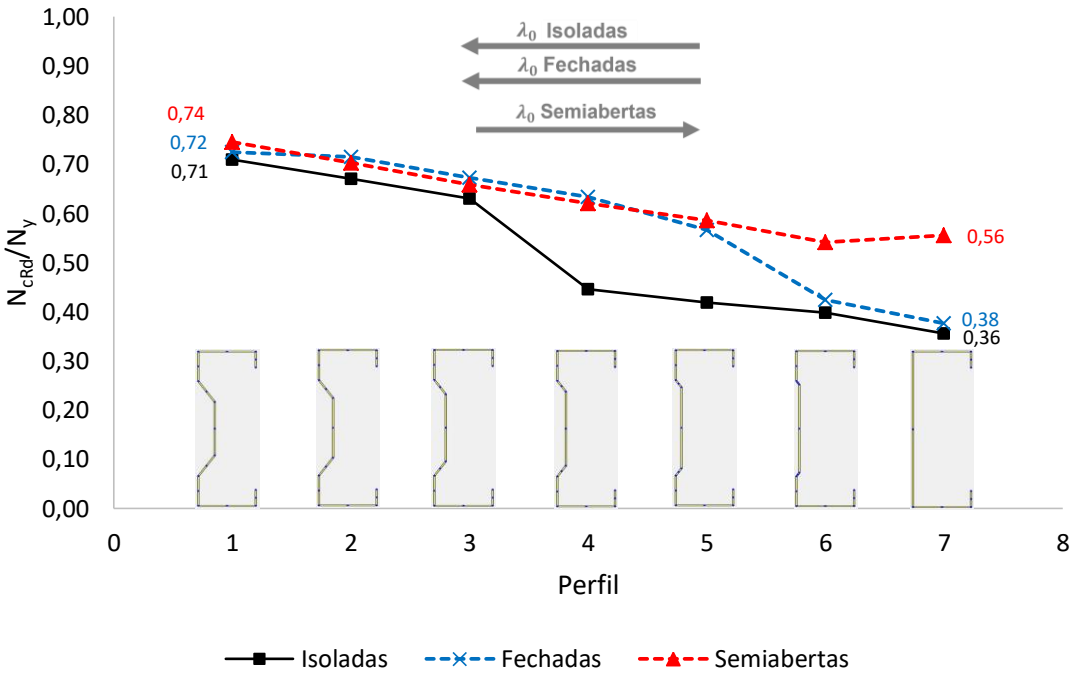


Figura 18 — Valores de N_{cRd}/N_y para peças com comprimento de 1000 mm.

A seguir são apresentados os resultados para peças de vários comprimentos, para o arranjo isolado (Figura 19), Fechado (Figura 20) e semiaberto (Figura 21). A proximidade entre as curvas da Figura 20 (desvio padrão máximo para um mesmo perfil igual à 0,04, observado no Perfil 2) evidencia uma menor sensibilidade do arranjo fechado à variação do comprimento das peças. Por outro lado, nas seções semi-abertas, o espalhamento entre as curvas (desvio padrão máximo para um mesmo perfil de 0,12, percebido no Perfil 1) deixa claro que nesse arranjo a variação do comprimento possui um impacto maior nos valores de resistência.

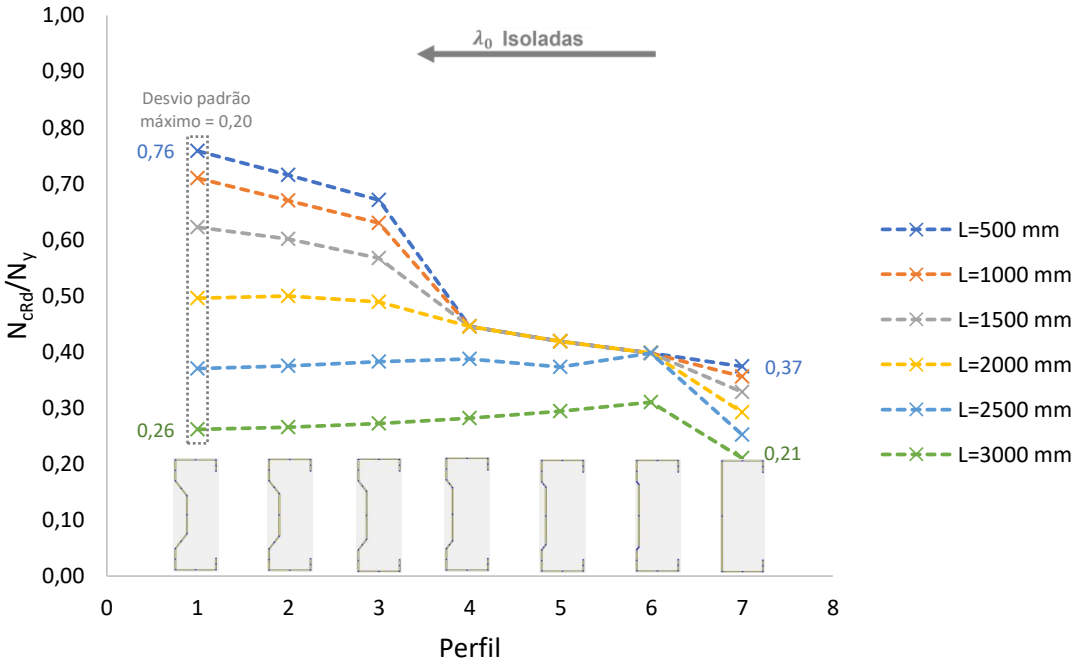


Figura 19 — Valores de N_{cRd}/N_y para seções isoladas com comprimentos de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

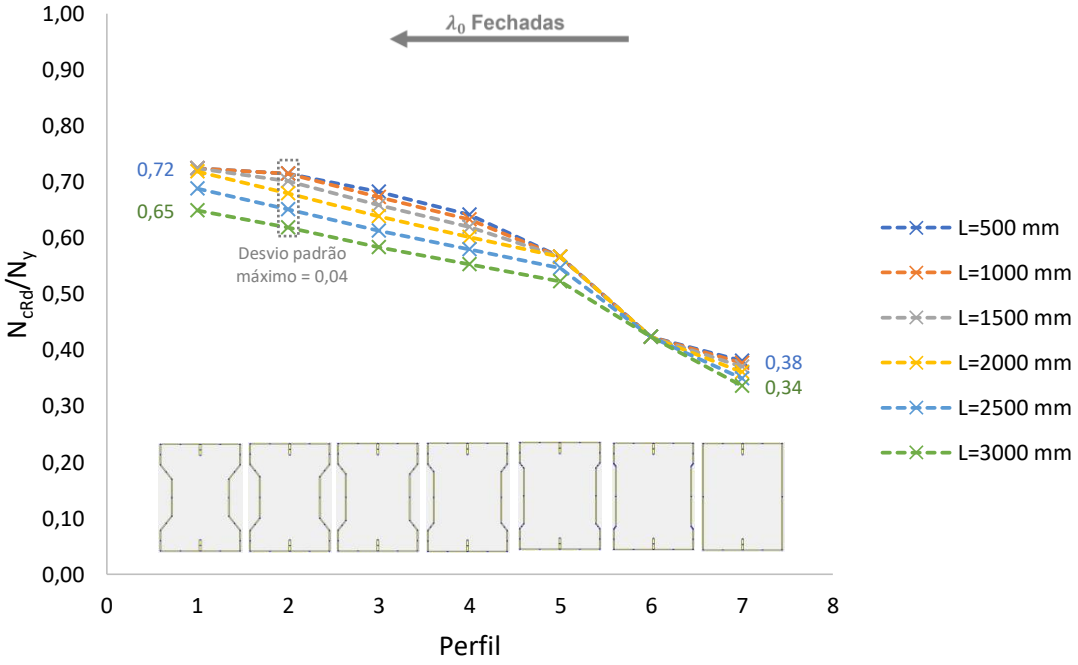


Figura 20 — Valores de N_{cRd}/N_y para seções fechadas com comprimentos de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

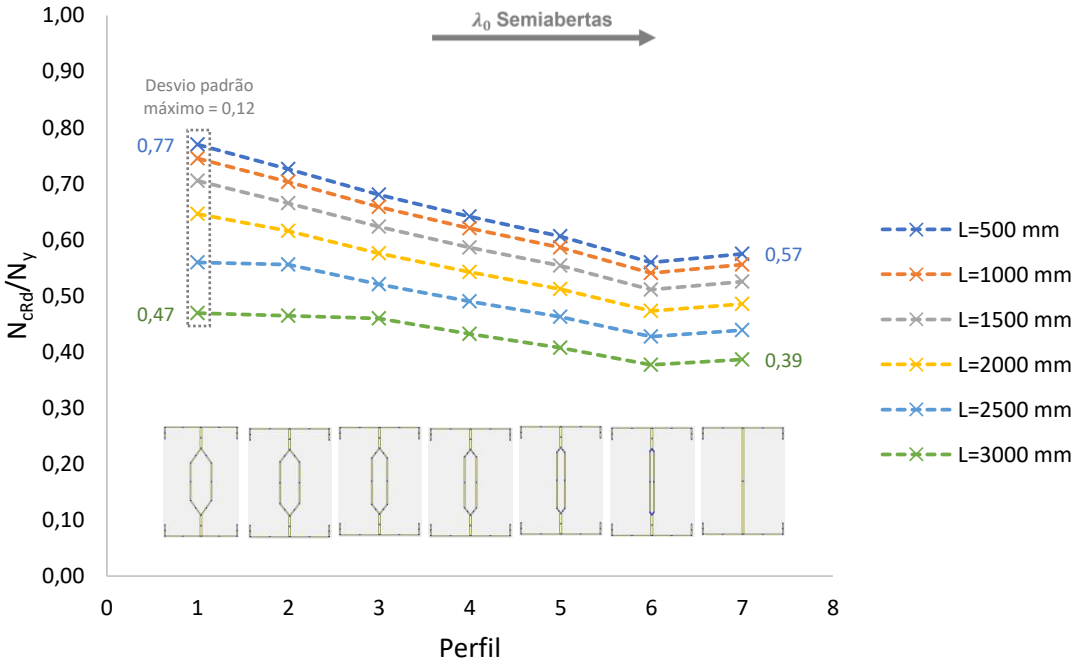


Figura 21 — Valores de N_{cRd}/N_y para seções semiabertas com comprimentos de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

Na Tabela 3, é apresentado o cruzamento de resultados que relacionam a variação de geometria da seção transversal (Perfis 1 a 7) com os vários comprimentos de peça analisados nesta pesquisa, identificando o arranjo composto que conduz ao maior valor paramétrico da resistência N_{cRd}/N_y. É possível perceber, de modo geral, para os comprimentos analisados, que a utilização dos perfis 1, 2, 3, 4 e 5 apresenta maior resistência quando dispostos em um arranjo fechado. Por outro lado, a utilização dos perfis 6 e 7, geralmente, oferece maior resistência quando disposto em um arranjo semiaberto.

Tabela 3 — Maiores valores de N_{cRd}/N_y em função da seção, comprimento da peça e arranjo.

PERFIL	Arranjo que conduz ao maior N_{cRd}/N_y					
	L=500 mm	L=1000 mm	L=1500 mm	L=2000 mm	L=2500 mm	L=3000 mm
1	SEMIABERTO	SEMIABERTO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO
2	SEMIABERTO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO
3	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO
4	SEMIABERTO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO
5	SEMIABERTO	SEMIABERTO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO
6	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	FECHADO
7	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO

5.2. Resultados do Momento Fletor Resistente de Cálculo (M_{Rd})

No gráfico presente na Figura 22 apresentam-se os resultados de barras com 1000mm de comprimento na flexão uniforme. Nota-se, como esperado, que as seções compostas

apresentaram resistência superior aos perfis isolados em todos os casos. Ademais, observou-se valores de resistência exatamente iguais para os arranjos fechado e semiaberto até o Perfil 4, com diferenças aumentando gradualmente para os Perfis 5 a 7. No geral, os arranjos se mostraram pouco sensíveis à variação de geometria, de modo que, para uma peça com comprimento L=1000mm, a resistência observada nos arranjos semiaberto e fechado foi praticamente igual para todos os perfis, com exceção do Perfil 7 (U enrijecido), onde ocorre uma brusca mudança de geometria.

Nos perfis isolados, a resistência foi totalmente controlada pela flambagem distorcional. Por outro lado, nos perfis fechados, a resistência foi controlada pela flambagem global (FLT) nos perfis com seção Ômega (perfil 1 até o 5) e flambagem local-global naqueles mais próximos ou exatamente iguais ao U enrijecido (perfis 6 e 7, respectivamente). Nas seções semiabertas ocorreu o controle da resistência pela flambagem global (FLT) nos perfis com seção Ômega (perfil 1 até o 4), contudo, os perfis 5, 6 e 7 foram controlados pela flambagem distorcional.

Esse padrão de domínio da flambagem global (FLT) nas seções Ômega pode ser justificado, pois, nessas seções, os enrijecedores intermediários de alma possuem altura suficiente para combater a flambagem local, o que não acontece em seções com quase (perfil 6) ou nenhuma (perfil 7) altura de enrijecedor, seções com pouca rigidez na alma. Assim, pode-se considerar que os perfis de 1 até aproximadamente 5 possuem enrijecedor eficiente, enquanto o perfil 6 possui um enrijecedor deficiente no combate à flambagem local na flexão pura.

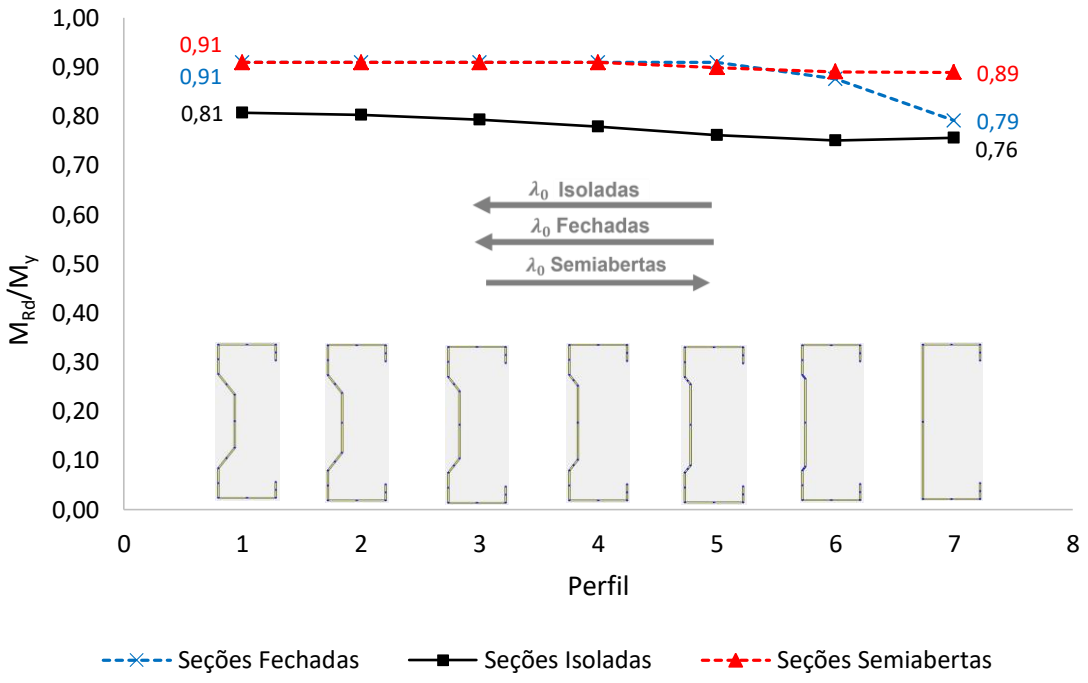


Figura 22 — Valores de M_{Rd}/M_y para peças com comprimento de 1000mm.

A seguir são apresentados os resultados para peças de vários comprimentos, para o arranjo isolado (Figura 23), Fechado (Figura 24) e semiaberto (Figura 25). A sobreposição entre as curvas da Figura 24 (desvio padrão máximo para um mesmo perfil igual à 0,00), mostra uma completa ausência de sensibilidade do arranjo fechado à variação do comprimento das peças.

O mesmo ocorre em relação à mudança da seção transversal, visto que, até o Perfil 5, não se percebe qualquer variação na resistência das peças.
O mesmo comportamento se repete nas seções semi-abertas com comprimentos entre 500 até 2000 mm. Contudo, nota-se um espalhamento entre as curvas de 2500 até 3000 mm, com desvio padrão máximo para o Perfil 7 de 0,04, evidenciando que para essa faixa de comprimentos os valores de resistência são mais impactados pela mudança de tamanho da peça.

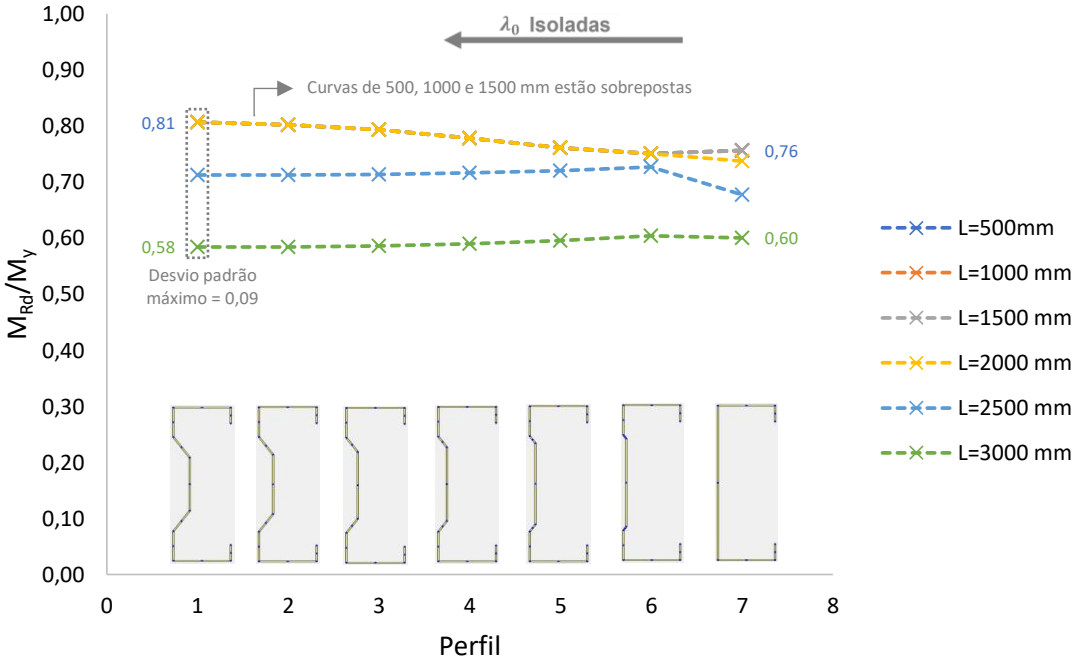


Figura 23 — Valores de M_{Rd}/M_y para seções isoladas com comprimentos de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

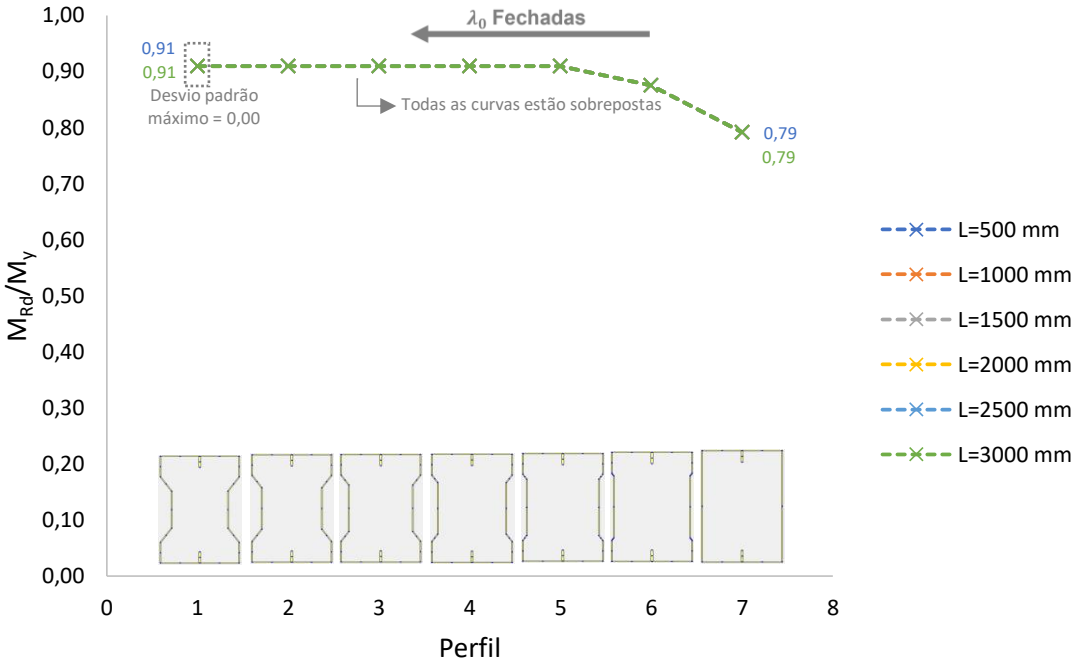


Figura 24 — Valores de M_{Rd}/M_y para seções fechadas com comprimentos de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

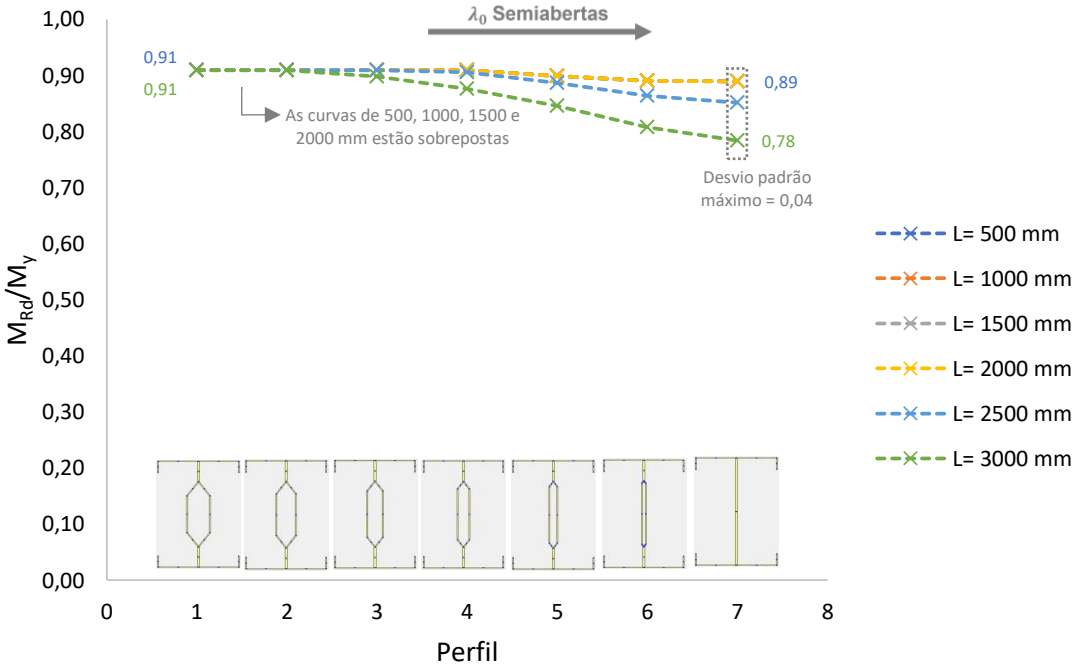


Figura 25 — Valores de M_{Rd}/M_y para seções semiabertas com comprimentos de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 e 3000 mm.

Na Tabela 4, é apresentado o cruzamento de resultados que relacionam a variação de geometria da seção transversal (Perfis 1 a 7) com os vários comprimentos de peça analisados nesta pesquisa, identificando os arranjos compostos que conduzem ao maior valor paramétrico de resistência M_{Rd}/M_y. De modo geral, para os comprimentos analisados, nota-se que a utilização dos perfis 1, 2, 3 e 4 conduz a praticamente os mesmos valores nos arranjos fechado e semiaberto, sendo a escolha entre estes indiferente na maioria dos casos. Por outro lado, o perfil 5 se mostra mais resistente no arranjo fechado, enquanto os perfis 6 e 7 em arranjos semiabertos.

Tabela 4 — Maiores valores de M_{Rd}/M_y em função da seção, comprimento da peça e arranjo.

PERFIL	Arranjo que conduz ao maior M_{Rd}/M_y					
	L=500 mm	L=1000 mm	L=1500 mm	L=2000 mm	L=2500 mm	L=3000 mm
1	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE
2	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE
3	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	FECHADO
4	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	INDIFERENTE	FECHADO	FECHADO
5	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO	FECHADO
6	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	FECHADO	FECHADO
7	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	SEMIABERTO	FECHADO

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados obtidos, foi possível constatar que, de maneira geral, a utilização de seções compostas aumenta significativamente a resistência das peças. A variação na geometria do enrijecedor intermediário de alma está diretamente associada a resistência da peça, de maneira que, na compressão axial, a utilização de seções do tipo Ômega garante peças mais resistentes do que quando se utilizam seções do tipo U enrijecido. Em relação aos arranjos, para a faixa de comprimentos estudada, foi percebido que seções Ômega são mais resistentes quando dispostas em arranjos fechados, enquanto seções U enrijecido fornecem maiores resistências quando estão associados de maneira semi-aberta.

Peças submetidas à flexão pura, se mostraram pouco sensíveis à variação de geometria da seção transversal com queda de resistência sendo mais claramente observada à medida que a seção se aproxima da seção U enrijecido, para todos os arranjos e praticamente todos os comprimentos. Para boa parte dos casos a comparação entre arranjos fechados e semiabertos se mostraram indiferentes, contudo, foi observado que à medida que a seção Ômega se aproxima da seção U enrijecido, o arranjo semiaberto se mostra mais resistente.

Posteriormente, outros métodos de estimativa de resistência podem ser empregados nessa investigação, como os que levam em consideração mais interações entre os modos de flambagem, bem como outras variações na geometria da seção. Assim, formulações analíticas podem ser desenvolvidas, e o dimensionamento de seções compostas pode se tornar mais prático e preciso.

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece o apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) – Nº do processo 130913/2021-9, ao Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, ao Laboratório de Estruturas e Materiais Fernando L. L. B. Carneiro (LABEST) e, em especial, ao Professor Eduardo de Miranda Batista por todo suporte e orientação durante a pesquisa.

REFERÊNCIAS

1. FRATAMICO, D.C., TORABIAN, S., ZHAO, X., RASSMUSSEN, K.J.R, SCHAFER, B.W. Experimental study on the composite action in sheathed and bare built-up cold-formed steel columns. Thin-walled Structures. 2018; 127: 290-305.
2. WANG, L., YOUNG, B. Behavior of Cold-Formed Steel Built-Up Sections with Intermediate Stiffeners under Bending II: Parametric Study and Design. Journal of Structural Engineering. 2015; 3.
3. GEORGIEVA, I., SCHUEREMANS, L., Pyl, L., VANDEWALLE, L. Innovative Cross-section Shapes for Built-up CFS Columns: Experimental Investigation. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. 2012; 4: 91-105.
4. BEBIANO, R.; PINA, P.; SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. (2008) GBTUL 1.0b – Buckling and vibration analysis of thin-walled members, DECivil/IST. Technical University of Lisbon; http://www.civil.ist.utl.pt/gbt.
5. SCHAFER, B.W., *et al*. (2012). CUFSM and Elastic Buckling analysis of Thin-walled Members with General End Boundary Conditions. Johns Hopkins University; www.ce.jhu.edu/bschafer/version 4.05.
6. TIMOSHENKO, S.P., GERE, J.M. Theory of Elastic Stability. 2nd Edition. Califórnia: McGRAW-HILL; 1963.
7. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, set/2008.
8. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 14762. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, ago/2010.
9. MURRAY, N.W. Introduction to the Theory of Thin-Walled Structures. Oxford: 1986.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO DO TIPO CARTOLA SOB A INTERAÇÃO DISTORCIONAL-GLOBAL E SUBMETIDO A FLEXÃO NÃO-UNIFORME

Guilherme Henrique dos Santos Ramos[1]
Carla de Amorim Lana Dib[2]
Gregorio Sandro Vieira[3]

Resumo
Esta pesquisa teve como objetivo de realizar um estudo numérico em vigas com seção transversal do tipo cartola submetidas à flexão uniforme e não-uniforme, sob a interação distorcional-global em seus eixos de maior e menor inércia. No programa computacional GBTUL, que utiliza a teoria generalizada de vigas, foi possível identificar as geometrias que apresentassem exclusivamente a interação DG, onde o somatório das participações modais distorcionais e globais eram maiores que 90% e o momento crítico local fosse maior que 1,5 vezes o distorcional e global de forma isolada. Portanto, foram selecionadas 10 geometrias, uma condição de apoio, três hipóteses de carregamentos de momentos e 2 eixos. No ABAQUS, que utiliza o método dos elementos finitos, foram desenvolvidos modelos de casca para fazer análises de flambagem. Nas análises, obtiveram-se valores adequados, tendo diferença máxima na ordem de 4% entre os resultados obtidos pelos dois programas e comportamentos conforme esperado. Além disso, as hipóteses de carregamentos, influenciam diretamente nos valores dos momentos críticos, crescendo na sequência $\psi = 1 \rightarrow 0 \rightarrow -1$ e eixo de menor inércia → eixo de maior inércia.

Palavras-chave: Vigas de aço formadas a frio; Análise numérica; Interação distorcional-global; Flexão não-uniforme.

NUMERICAL ANALYSIS OF HAT-TYPE COLD FORMED STEEL PROFILES UNDER DISTORTION-GLOBAL INTERACTION AND SUBJECTED TO NON-UNIFORM BENDING

Abstract
The objective of this research was to carry out a numerical study on beams with a top hat cross-section subjected to uniform and non-uniform bending, under global-distortion interaction in their axes of greater and lesser inertia. In the GBTUL computational program, which uses the generalized theory of beams, it was possible to identify the geometries that presented exclusively the DG interaction, where the sum of the distortional and global modal participations was greater than 90% and the local critical moment was greater than 1.5 times the distortional and global in isolation. Therefore, 10 geometries, a support condition, three load moment hypotheses and 2 axes were selected. In ABAQUS, which uses the finite element method, shell models were developed to perform buckling analyses. In the analyses, adequate values were obtained, with a maximum difference in the order of 4% between the results obtained by the two programs and behaviors as expected. In addition, the loading assumptions directly influence the values of the critical moments, increasing in the sequence $\psi = 1 \rightarrow 0 \rightarrow -1$ and axis of smaller inertia → axis of greater inertia.

Keywords: Cold-formed steel beams; Numerical analysis; Distortion-global interaction; Non-uniform bending.

[1] Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil.
[2] Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia/UFU, Uberlândia, MG, Brasil.
[3] Prof. Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

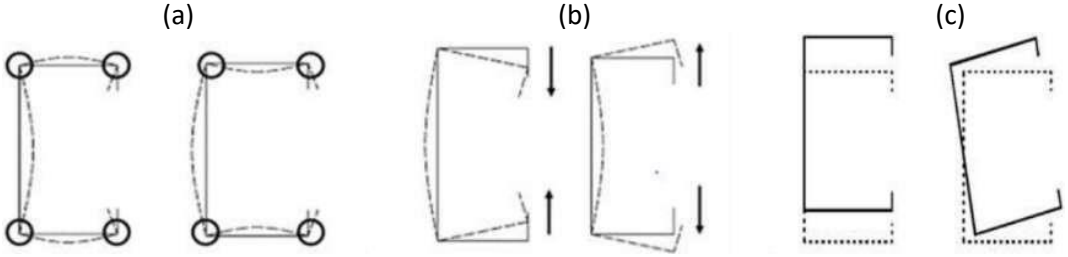
1.1 Apresentação do trabalho

A construção civil teve grandes evoluções nas últimas décadas, gerando impactos positivos no desenvolvimento de tecnologias, materiais mais versáteis, leves e com elevada eficiência estrutural. Desta forma, a utilização dos perfis de aço formados a frio tem ganhado grande destaque em diversas áreas da construção, devido à possibilidade de criar variadas geometrias e serem utilizados em estruturas de edificações, galpões, lajes, mezaninos, formas para concreto, coberturas e entre várias outras. Estes elementos são obtidos por dobramentos em prensa dobradeira/viradeiras, que utilizam tiras cortadas de chapas/bobinas, tendo espessuras de 0,4 mm a 8 mm ou por conformação continua em conjunto de matrizes rotativas.

Devido a esses elementos possuírem alta relação entre sua largura e espessura, faz com que estejam suscetíveis aos fenômenos de flambagem local (L), distorcional (D), global (G) e suas interações (LD, LG, DG e LDG). Sendo assim, é importante saber quais são os modos atuantes no elemento e sua carga crítica. Estes valores podem ser determinados através do uso de programas computacionais ou procedimentos normativos contidos na norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 [1] e em normas internacionais AISI S100-16 [2] e AS/NZS 4600:2018 [3]. Os procedimentos computacionais se baseiam em métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos (MEF), Método das Faixas Finitas (MFF) criado por Cheung [4] e a Teoria Generalizada de Vigas (GBT) desenvolvida por Schardt [5]. Já em relação aos procedimentos normativos, é previsto o Método da Resistência Direta (MRD) que foi originado das abordagens de Hancock [6], Schafer [7], Schafer e Peköz [8], o Método da Largura Efetiva (MLE) inicialmente proposto por Von Karman [9] e Método da Seção Efetiva (MSE) desenvolvido por Batista [10].

A Teoria Generalizada de Vigas (GBT) foi criada pelo Professor Richard Schardt [5]. A GBT é um método que permite realizar análises de flambagens dos perfis formados a frio, no qual é possível em uma combinação linear, decompor seus modos de deformações ao longo do comprimento da peça, conforme apresentado na Figura 1. Através do método GBT, criou-se o programa computacional GBTUL BEBIANO, et al. [11].

Figura 1 - Formas deformadas de seção ficticia Ue por flambagem (a) local, (b) distorcional, (c) global (flexão e flexo-torção).



Fonte: Lima, 2018.

Já o Método dos Elementos Finitos (MEF) trabalha com a geometria subdividida em pequenas partes que são chamados de elementos finitos. A possibilidade de dividir em pequenos elementos, faz com que o método resolva problemas de grande complexidade, podendo ter grandes variações nos

carregamentos e alterações em suas condições de apoio (restrições). Os elementos finitos são conectados por nós e o conjunto deles denomina-se malha, podendo ser de forma quadrilateral, triangular e em outros formatos. Deste modo, os resultados estão ligados diretamente as condições estabelecidas, visto que, os PFF possuem um comportamento não-linear devido ao seu processo de conformação que gera tensões residuais, imperfeições geométricas, deformações iniciais, comportamento elastoplástico e o tamanho da malha, que gera influência na precisão dos resultados.

1.2 Objetivo

Esta pesquisa tem como objetivo de realizar a análise da interação entre os modos de flambagem distorcional-global em vigas de perfis de aço formados a frio do tipo cartola, submetidas a flexão não-uniforme em seus eixos de maior e menor inércia. Como objetivos específicos, serão feitas análises do comportamento das vigas em suas etapas de flambagem elástica pelo método da GBT, no qual será utilizado o programa computacional GBTUL, e análises de pós-flambagem pelo Método os Elementos Finitos, visto que será utilizado o ABAQUS versão 2020.

1.3 Revisão da literatura

Shuang, Kim e Feng [12] realizou estudos numéricos e experimentais sobre o comportamento de flambagem em perfis U enrijecidos (Ue), levando em conta a interação distorcional-global em vigas de aço inoxidável. Eles concluíram que os modelos em elementos finitos, mantiveram concordância com os valores de suas resistências e deformações de pós-flambagem em relação aos analisados em outros testes. Outro fator importante é que o Eurocode3 é bastante conservador quando se trata da interação distorcional-global. Em seções com alta esbeltez, pressupõe resultados razoavelmente precisos. Já a AS/NZS 4673 e SEI/ASCE-8, tem previsões próximas dos valores reais e é apenas conservador.

Martins, et al. [13] realizaram estudos numéricos baseados na Teoria Generalizada de vigas (GBT), tendo como foco a análise de vigas com seção do tipo Ue, voltados ao comportamento elástico na pós-flambagem geométrica não linear. Os resultados das duas vigas que foram submetidas aos comportamentos de pós flambagem puramente distorcional ($M_{crD} < M_{crL} << M_{crG}$) e imperfeições iniciais distorcionais, têm movimentos na borda superior para fora, diferem na amplitude e nos seus caminhos de equilíbrio. Independentemente do tipo de interação DG e imperfeição geométrica inicial, a pós-flambagem sempre irá ter envolvimento de deformações globais (flexo-torção) com maior relevância do que as distorcionais.

Martins, Camotim e Dinis [14] desenvolveram estudos numéricos em vigas simplesmente zapoiadas sob flexão uniforme e submetidos a interação distorcional-global em perfis do tipo Ue e Z enrijecido (Ze) de aço formados a frio. Eles apresentaram que para o perfil Ue, as imperfeições iniciais geram influência na pós-flambagem apenas para os apoios com empenamento livre e impedido. Já para o Ze, as imperfeições geram influência em todas as condições. A curva de resistência global codificada fornece estimativas seguras tendo colapso em modos globais, com exceções apenas em seções que o momento de ruptura depende da imperfeição geométrica inicial. Outro fator foi que as dimensões da seção transversal causam influência significativa na precisão. Fez-se a verificação de que o MRD prevê de forma adequada para as vigas que falham em modo global, DG e distorcional. As vigas Ze com empenamento livre, tem melhores previsões com a curva do MRD desde que a relação global/distorcional seja ≤ 1.0.

Os estudos de Kolakowski, et al. [15] envolveram análises de flambagens não lineares de vigas do tipo Ue submetidas a flexão pura. As peças selecionadas foram de seções curtas e medias de aço e laminados. Nesta pesquisa, utilizou-se um método semi-analítico (SAM) e posteriormente, desenvolveu- se um modelo através do método dos elementos finitos (MEF) para comparar com os resultados obtidos pelo SAM. Os resultados informaram que a flambagem global secundária em peças com comprimentos curtos e intermediários tem influências consideráveis. Teve boa proximidade dos valores encontrados em ambos os métodos ao se tratar do modo de flambagem global primário. Outro ponto importante foi que em vigas curtas, o SAM não pode determinar a capacidade de carga, diferentemente das vigas médias, sendo que este método estima de forma adequada.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

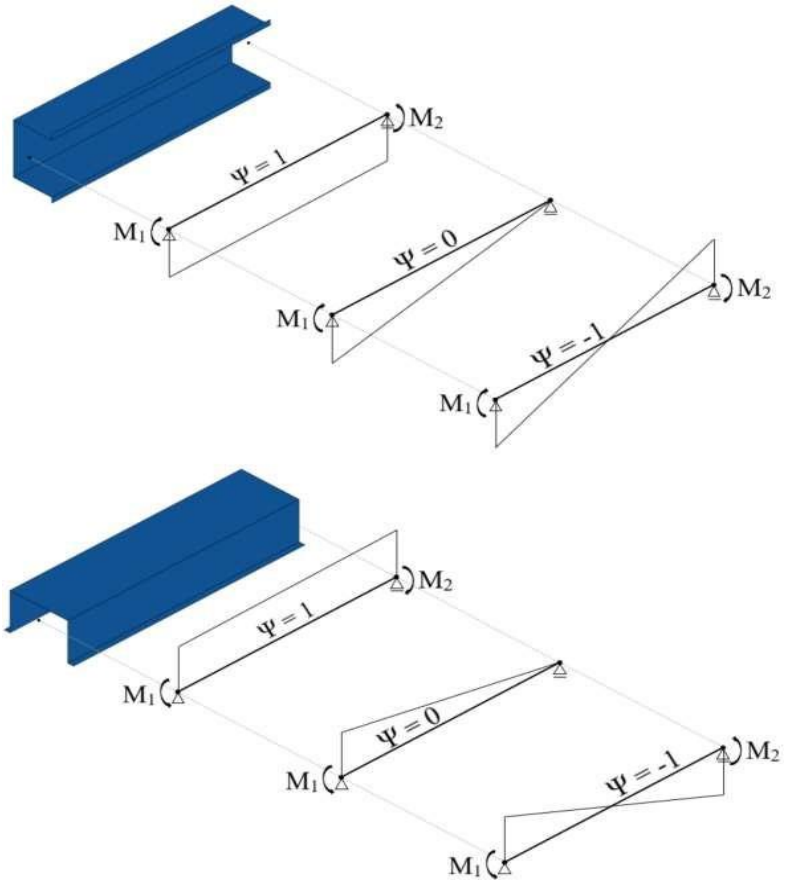
2.1 Teoria Generalizada de Vigas (GBT)

Esta pesquisa trata de análises numéricas em vigas de perfis formados a frio (PFF), sendo assim, definiu- se a utilização da Teoria Generalizada de Vigas (GBT) e o programa computacional o GBTUL (BEBIANO et al., 2010). Desta forma, foram realizadas análises de estabilidade elástica pelo método da "tentativa e erro", onde faz teste de variadas geometrias até encontrar as que apresentassem comportamento predominantemente da flambagem distorcional-global. O módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (v) foram de 210 GPa e 0,3 respectivamente.

A seletiva inicial foi baseada nos estudos feitos por Depolli, et al. [16] e em catálogos técnicos de Perfis formados a frio da ArcelorMittal. Para os perfis cartolas, o GBTUL define por padrão a quantidade total de 6 nós naturais. Em relação aos nós intermediários, foram definidos 9 de forma manual. Com esta configuração, é possível obter 17 modos de flambagem. Sendo assim, foi definido os limites da relação distorcional-global de $0,8 \leq RGD \leq 1,2$, visto que RGD=McrG/McrD (momento crítico global- distorcional) e a somatória das participações modais (PGD), visto que deveriam ser maiores do que 90%. Outro fator importante é a a não ocorrência da interação LDG, no qual foi determinado RLD>1,5 e RLG>1,5, onde RLD=McrL/McrD e RLG=McrL/McrG.

Foi analisado uma condição de apoio, conforme estudado por Martins, et al. [13,14], Depolli, et al. [16], sendo denominada SCA tendo flexão livre em seus eixos de maior e menor inércia, empenamento livre e torção impedida. As vigas foram submetidas aos carregamentos de flexão nos eixos de maior (VM) e menor inércia (Vm), aplicando momentos nas extremidades (M1 e M2). Foram adotados três gradientes de carregamentos, sendo eles $\Psi = 1$, $\Psi = 0$ e $\Psi = -1$, uma vez que $\Psi = M2/M1$ sendo M1 constante. A adoção do primeiro gradiente, refere-se a flexão uniforme para fins de comparativo e os demais referem-se a flexão não-uniforme. Na Figura 2 É ilustrado as hipóteses de carregamentos.

Figura 2 - Gradientes de momentos (Ψ) e seus respectivos diagramas.



Fonte: Adaptado de Depolli, *et al*. (2018).

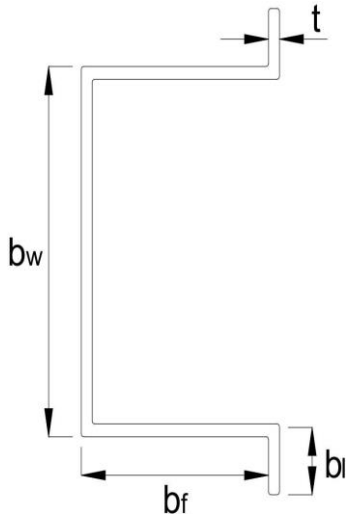
Tabela 1 – Parâmetros geométricos das vigas selecionadas

VIGA	bw (mm)	bf (mm)	bl (mm)	t (mm)	A (cm²)	S (cm³)	Z (cm³)
H1	120	80	10	2,5	7,50	28,74	36,25
H2	120	75	10	3,0	8,70	32,95	41,70
H3	125	80	10	3,0	9,15	36,38	45,77
H4	130	80	10	2,5	7,75	31,91	40,06
H5	135	90	10	3,0	10,05	43,77	54,47
H6	140	90	10	2,5	8,50	38,23	47,50
H7	150	100	10	2,5	9,25	45,13	55,56
H8	150	120	10	3,5	14,35	72,46	88,29
H9	160	90	10	3,0	10,80	54,60	67,50
H10	160	100	10	2,5	9,50	49,06	60,25
H11	200	120	10	3,0	13,80	89,66	108,30
H12	210	110	10	3,5	15,75	104,69	127,14

Fonte: Autor (2023).

Os comprimentos (L), os momentos críticos de flambagem distorcional (McrD), as relações McrL/McrD e McrG/McrD e a participação modal distorcional (Pdist) são apresentados nas Tabelas 2 a 6, para os diferentes gradientes de Sua seção transversal é composta por alma (bw), mesa (bf), enrijecedor (bl) e espessura (t), conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 - Componentes da seção transversal do perfil cartola.



Fonte: Autor (2023).

As características geométricas das 10 vigas que atenderam aos critérios adotados e foram selecionadas,são apresentadas na Tabela 1 com suas respectivas áreas.

Tabela 1 - Características geométricas das vigas selecionadas.

VIGA	b_w (mm)	b_f (mm)	b_l (mm)	t (mm)	b_w/b_f	b_f/b_l	Área (cm2)
V1	70	55	10	1,80	1,3	5,5	3,60
V2	70	60	10	2,25	1,2	6,0	4,73
V3	75	55	10	1,80	1,4	5,5	3,69
V4	75	60	10	2,25	1,3	6,0	4,84
V5	90	60	10	2,00	1,5	6,0	4,60
V6	90	70	10	2,25	1,3	7,0	5,63
V7	90	75	10	2,65	1,2	7,5	6,89
V8	100	60	10	2,00	1,7	6,0	4,80
V9	100	70	10	2,65	1,4	7,0	6,89
V10	100	75	10	3,00	1,3	7,5	8,10

Fonte: Autor (2023).

Nas Tabela 2 a Tabela 4, são apresentados os dados referentes aos comprimentos selecionados em que ocorrem a interação-distorcional global, seus respectivos momentos críticos para cada modo de flambagem, o fator RGD, as participações modais e a relação McrL/Mcr.Max, onde Mcr.Max é o maior valorentre o momento crítico global e distorcional.

Tabela 2 - Comprimentos críticos, M_{crDG} e suas relações e participação modal - Ψ = 1.

VIGA	L_{DG} (cm)	M_{crL} (kN.cm)	M_{crD} (kN.cm)	R_{GD}	M_{crL} (kN.cm)	$\frac{M_{cr}}{M_{cr.Max}}$	P_G (%)	P_D (%)	P_L (%)
V_M1	145	444,07	439,60	1,01	1.130,88	2,55	77,58	21,97	0,45
V_m1	95	226.25	235.44	0,96	1.502,04	6,38	51,42	48,17	0,41
V_M2	155	635,39	653,21	0,97	1.997,01	3,06	81,23	18,36	0,41
V_m2	90	376.83	384.59	0,98	2.974,67	7,73	48,43	51,11	0,46
V_M3	140	512,91	465,10	1,10	1.196,23	2,33	74,66	24,82	0,52
V_m3	100	236.58	232.26	1,02	1.483,65	6,27	52,04	47,55	0,41
V_M4	155	684,64	693,96	0,99	2.144,03	3,09	80,99	18,60	0,41
V_m4	95	392.48	379.50	1,03	2.951,65	7,52	49,31	50,23	0,46
V_M5	170	619,37	630,78	0,98	1.886,55	2,99	82,43	17,20	0,37
V_m5	125	296.92	293.51	1,01	2.013,29	6,78	58,73	40,88	0,39
V_M6	205	725,51	705,99	1,03	2.316,68	3,19	83,95	15,68	0,37
V_m6	140	361.84	368.67	0,98	2.857,20	7,75	60,07	39,54	0,39
V_M7	215	959,89	958,81	1,00	3.498,30	3,64	85,24	14,43	0,33
V_m7	135	528.48	531.63	0,99	4.711,12	8,86	57,80	41,80	0,40
V_M8	170	702,86	695,27	1,01	2.091,49	2,98	82,28	17,38	0,34
V_m8	145	277.64	284.90	0,97	2.061,74	7,24	66,27	33,41	0,32
V_M9	190	1.143,99	1.128,17	1,01	4.088,70	3,57	84,23	15,43	0,34
V_m9	140	543.47	530.11	1,03	4.677,35	8,61	61,62	38,00	0,38
V_M10	200	1.426,78	1.400,72	1,02	5.506,25	3,86	84,69	14,97	0,34
V_m10	140	711.55	701.42	1,01	6.821,20	9,59	60,93	38,71	0,36

Fonte: Autor (2023).

Tabela 3 - Comprimentos críticos, M_{crDG} e suas relações e participação modal - Ψ = 0.

VIGA	L_{DG} (cm)	M_{crL} (kN.cm)	M_{crD} (kN.cm)	RGD	M_{crL} (kN.cm)	$\frac{M_{cr}}{M_{cr.Max}}$	P_G (%)	P_D (%)	P_L (%)
V_M1	185	538,06	521.36	1,03	1.512,60	2,81	70,04	28,75	1,21
V_m1	115	301,94	301,26	1,00	1.667,95	5,52	58,34	40,88	0,78
V_M2	200	770,65	778.34	0,99	2.696,66	3,46	78,66	20,54	0,8
V_m2	110	497,61	489,64	1,02	3.216,18	6,46	55,66	43,48	0,86
V_M3	195	529,86	552,07	0,96	1.697,49	3,07	84,51	14,93	0,56
V_m3	125	298,35	295,32	1,01	1.704,56	5,71	61,80	37,50	0,70
V_M4	200	824,27	827,24	1,00	2.881,66	3,48	77,55	21.55	0,90
V_m4	120	489,77	480,07	1,02	3.239,50	6,61	59,53	39,71	0,76
V_M5	220	727,36	751,34	0,97	2.612,32	3,48	86,65	12,76	0,59
V_m5	160	361,39	352,83	1,02	2.512,19	6,95	70,09	29,34	0,57
V_M6	280	790,68	843,01	0,94	3.532,91	4,19	91,36	8,35	0,29
V_m6	180	440,58	447,59	0,98	3.533,84	7,90	72,16	27,31	0,53
V_M7	295	1.057,74	1.145,45	0,92	5.347,99	4,67	92,43	7,34	0,23
V_m7	175	639,25	643,30	0,99	5.549,01	8,63	70,44	29,00	0,56
V_M8	220	818,23	828,75	0,99	2.851,92	3,44	82,18	16,86	0,96
V_m8	180	357,10	346,66	1,03	2.690,53	7,53	74,62	24,90	0,48
V_M9	260	1.240,01	1.341,65	0,92	5.930,13	4,42	92,43	7,22	0,35
V_m9	185	637,61	638,46	1,00	5.876,33	9,20	75,48	24,05	0,47
V_M10	280	1.511,73	1.674,37	0,90	8.187,43	4,89	93,40	6,35	0,25
V_m10	185	841,05	841,76	1,00	8.272,98	9,83	74,71	24,81	0,48

Fonte: Autor (2023).

Tabela 4 - Comprimentos críticos, M_{crDG} e suas relações e participação modal - Ψ = -1.

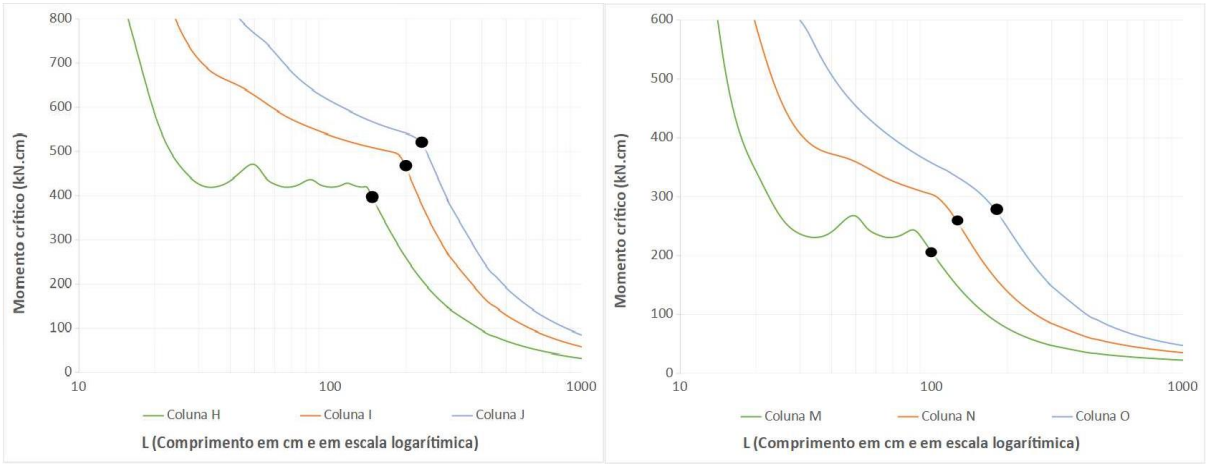
VIGA	L_{DG} (cm)	M_{crL} (kN.cm)	M_{crD} (kN.cm)	RGD	M_{crL} (kN.cm)	$\frac{M_{cr}}{M_{cr.Max}}$	P_G (%)	P_D (%)	P_L (%)
V_M1	220	597,90	578,53	1,03	1.976,07	3,30	58,53	39,96	1,51
V_m1	170	320,35	322,80	0,99	731,92	2,27	66,56	29,97	3,47
V_M2	240	859,65	867,82	0,99	3.575,05	4,12	64,86	33,92	1,22
V_m2	165	518,20	523,00	0,99	1.537,67	2,94	65,05	34,09	0,86
V_M3	225	617,54	614,15	1,01	2.157,87	3,49	60,81	37,66	1,53
V_m3	180	330,92	317,75	1,04	668,90	2,02	67,24	31,97	0,79
V_M4	240	913,71	921,81	0,99	3.807,38	4,13	64,17	34,58	1,25
V_m4	180	510,58	513,28	0,99	1.435,71	2,80	68,55	30,69	0,76
V_M5	265	787,35	838,17	0,94	3.512,02	4,19	74,75	0,2375	1,50
V_m5	225	418,14	382,55	1,09	843,57	2,02	70,85	28,40	0,75
V_M6	340	860,30	932,78	0,92	4.973,70	5,33	80,88	18,46	0,66
V_m6	260	489,47	487,03	1,01	1.625,69	3,32	74,86	24,51	0,63
V_M7	365	1.135,27	1.246,69	0,91	7.739,68	6,21	84,29	15,28	0,43
V_m7	260	681,98	699,21	0,98	2.859,37	4,09	75,42	23,97	0,61
V_M8	270	851,22	923,82	0,92	3.877,24	4,20	80,81	17,22	1,97
V_m8	265	383,67	377,89	1,02	792,28	2,06	78,96	20,53	0,51
V_M9	315	1.351,73	1.481,90	0,91	8.114,25	5,48	83,39	15,68	0,93
V_m9	270	699,96	698,84	1,00	2.201,50	3,15	78,14	21,31	0,55
V_M10	340	1.662,18	1.822,72	0,91	11.321,04	6,21	84,84	14,52	0,64
V_m10	270	925,67	921,43	1,00	3.437,00	3,71	76,98	22,45	0,57

Fonte: Autor (2023).

Na Figura 4 é ilustrado a curva de assinatura com os seus respectivos momentos críticos de flambagem na fase elástica versus a variação do comprimento (em escala logarítmica), a condição de apoio, os gradientes adotados e os eixos de maior e menor inércia.

Figura 4 - Curva de assinatura (Mcr × L) com diferentes valores de gradientes (Ψ) para seção VM3 na condição de apoio SCA.

(a) VM3 (b) Vm3



Fonte: Autor (2023).

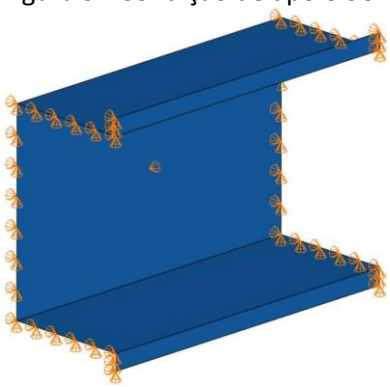
As curvas das vigas submetidas à flexão não-uniforme, apresentaram cargas críticas maiores que as submetidas à flexão uniforme, conforme reportado por Yu e Schafer [17], Depolli, et al. [16] e Lima [18]. Esta relação também se manteve para o perfil cartola, pois, para o mesmo comprimento, as cargas críticas, aumentaram seguindo a sequência Ψ = +1 → 0 → -1.

2.2 Método dos Elementos Finitos (MEF)

Os modelos numéricos que foram desenvolvidos seguindo o método dos elementos finitos, foi mediante a utilização do programa computacional ABAQUS (2020). Em primeiro lugar, definiu-se a geometria das peças, o comportamento como elástico linear, valores do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, conforme já informados na etapa de seleção de vigas. O elemento adotado foi o modelo S4, que trata de um elemento de casca linear com 4 lados e 4 nós. A malha seguiu os estudos feitos por Depolli, et al. [16], onde foi adotado a de 5 x 5 mm.

O programa ABAQUS possui nomenclaturas diferentes do GBTUL, porém, para reproduzir a condição de apoio SCA (flexão livre nos seus eixos de maior e menor inércia, empenamento livre e torção impedida), teve de ser aplicado as restrições ao deslocamento nas extremidades da seção transversal nos eixos x (U1, y (U2) e no ponto central da alma do perfil. Além disto, restringiu também o deslocamento no eixo z (U3), conforme ilustrado na Figura 5.

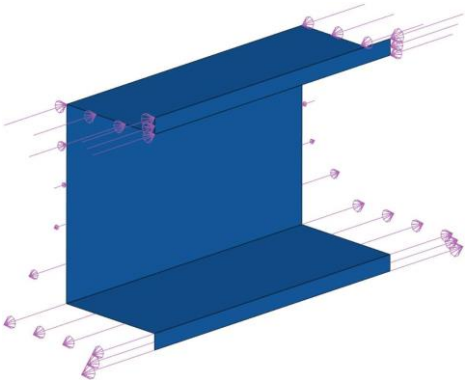
Figura 5 - Condição de apoio SCA.



Fonte: Autor (2023).

Em relação ao carregamento, foram feitas aplicações de forças concentradas para que produzissem um carregamento estaticamente equivalente à 1 kN.cm, tendo atuação em ambas as extremidades do elemento, conforme ilustrado na Figura 6. O carregamento aplicado é referente ao eixo de maior inércia.

Figura 6 - Força produzida por equivalência de momento em carga concentrada (Ψ = 1).



Fonte: Autor (2023).

O modelo de Martins, et al. [13] e Depolli, et al. [16], foi utilizado e validado com Kankanamge [19], visto que foram feitos testes experimentais e validações numéricas. Depolli, et al. [16] usou este modelo no desenvolvimento de outras análises em perfis cartola. Em comparativo do modelo numérico com os resultados do teste experimental, teve variação de 2,71% e deformação de acordo com o experimental, chegando à conclusão de que o modelo simula de forma adequada.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a conclusão das análises de flambagem elástica pelo GBTUL, onde foram apresentados os dados e posteriormente feito o desenvolvimento dos modelos utilizando o ABAQUS e seguindo o procedimento de perturbação linear, geralmente usados para estruturas de casca, foi possível obter os momentos críticos e seus devidos modos de flambagem. Desta forma, na Tabela 5 são apresentadas as relações entre os valores obtidos pelo GBTUL e ABAQUS.

Tabela 5 - Relação M_{crDG} e M_{Abq}.

Viga	Ψ = 1			Ψ = 0			Ψ = -1		
	M_{crDG} (Kn.cm)	M_{Abq} (Kn.cm)	$\frac{M_{crDG}}{M_{Abq}}$	M_{crDG} (Kn.cm)	M_{Abq} (Kn.cm)	$\frac{M_{crDG}}{M_{Abq}}$	M_{crDG} (Kn.cm)	M_{Abq} (Kn.cm)	$\frac{M_{crDG}}{M_{Abq}}$
V_M1	366,06	363,53	1,01	455,00	447,81	1,02	485,56	471,28	1,03
V_m1	196,42	195,15	1,01	258,30	256,44	1,01	266,36	263,68	1,01
V_M2	536,10	531,78	1,01	674,77	661,65	1,02	722,27	694,02	1,04
V_m2	325,09	322,13	1,01	423,18	418,87	1,01	431,88	426,15	1,01
V_M3	419,37	416,29	1,01	478,00	472,99	1,01	525,51	509,45	1,03
V_m3	206,24	204,94	1,01	260,90	259,13	1,01	276,04	273,12	1,01
V_M4	585,05	580,26	1,01	731,98	716,82	1,02	785,86	753,40	4,04
V_m4	340,41	337,42	1,01	426,75	422,68	1,01	435,94	430,27	1,01
V_M5	553,54	549,40	1,01	680,93	672,25	1,01	735,51	711,11	1,03
V_m5	269,58	267,92	1,01	332,34	330,22	1,01	364,93	359,90	1,01
V_M6	646,68	642,13	1,01	747,25	737,44	1,01	809,34	775,15	1,04
V_m6	332,99	330,88	1,01	410,92	408,26	1,01	443,20	438,17	1,01
V_M7	860,71	853,85	1,01	1.001,95	985,64	1,02	1.073,45	1.028,90	1,04

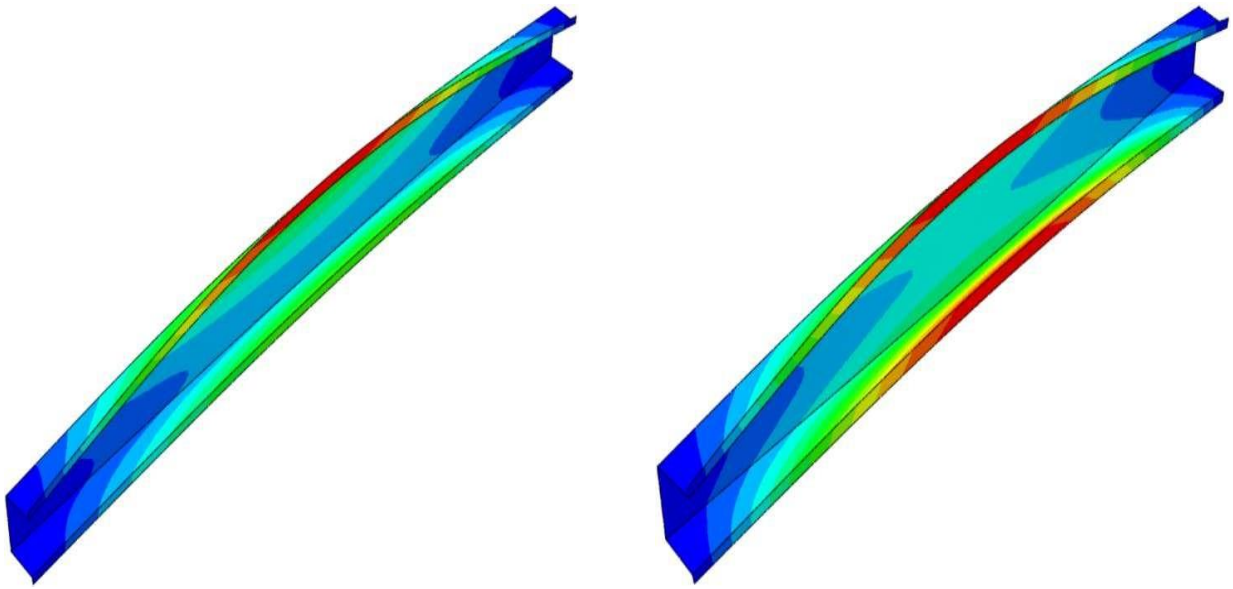
V_m7	484,64	480,75	1,01	594,70	589,72	1,01	622,52	614,60	1,01
V_M8	637,34	632,31	1,01	773,88	757,77	1,02	816,03	796,04	1,03
V_m8	259,33	257,90	1,01	334,63	332,65	1,01	352,59	348,70	1,01
V_M9	1.036,66	1.027,60	1,01	1.185,14	1.173,10	1,01	1.293,95	1.247,60	1,04
V_m9	503,83	499,84	1,01	602,07	597,17	1,01	646,61	637,74	1,01
V_M10	1.292,18	1.280,00	1,01	1.447,90	1.432,20	1,01	1.591,21	1.525,70	1,04
V_m10	660,46	654,41	1,01	794,08	786,43	1,01	854,31	840,84	1,02

Fonte: Autor (2023).

Nas Figuras 6, 7 e 8, são apresentadas as deformações da viga V3, para cada um de seus eixos de maior e menor inércia, gradientes de carregamento onde é possível observar a predominância de deformações globais, envolvendo a flexão e flexo-torção, e distorcionais, onde ocorre a variação dos nós de origem, alterando o formato original da seção transversal, visto que as mesas do elemento se deslocam e ocorre o empenamento.

Figura 6 - Situação da deformação da viga V3 do modo de flambagem distorcional-global para o gradiente Ψ = 1.

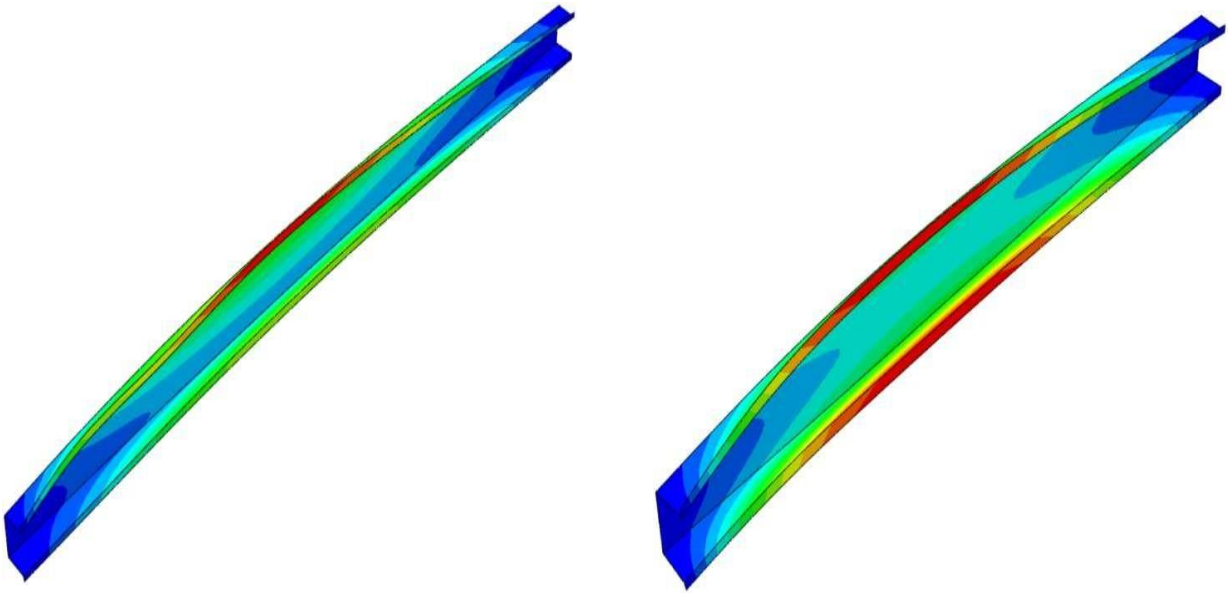
(a) V_M3 (b) V_m3



Fonte: Autor (2023).

Figura 7 - Situação da deformação da viga V3 do modo de flambagem distorcional-global para o gradiente Ψ = 0.

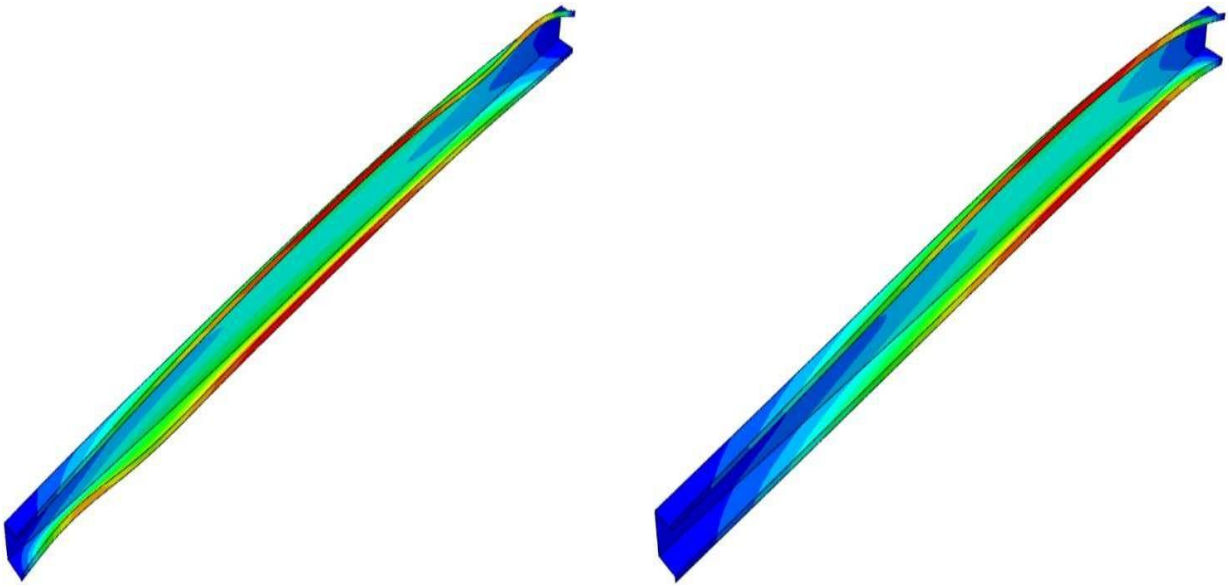
(a) V_M3 (b) V_m3



Fonte: Autor (2023).

Figura 8 - Situação da deformação da viga V3 do modo de flambagem distorcional-global para o gradiente Ψ = 0.

(a) V_M3 (b) V_m3



Fonte: Autor (2023).

4 CONCLUSÃO

Este estudo abordou uma investigação numérica sobre o comportamento estrutural do perfil formado a frio com seção do tipo cartola submetido a flexão não-uniforme sob a interação distorcional-global. Foram analisadas 10 geometrias em seus eixos de maior e menor inércia, uma condição de apoio e 3 gradientes de momentos. Com auxílio do GBTUL, foram identificadas as geometrias que ocorriam exclusivamente a interação distorcional-global. Em sequência, foi desenvolvido o modelo numérico de cascas em elementos finitos, no qual utilizou-se o ABAQUS para fazer as análises de flambagem elástica e validar as geometrias adotadas inicialmente.

Observar-se que ao comparar o GBTUL, que utilizada a Teoria Generalizada de Vigas, e o Método dos elementos finitos, obteve-se valores com diferenças máximas de McrDG/MAbq = 1,04, ou seja, na ordem de 4%. Portanto, os resultados indicaram que os modelos numéricos obtiveram comportamentos conforme o esperado, demonstrando que foi feito uma modelagem adequada a condição de apoio e aos esforços aplicados. Além disto, foi verificado que as vigas submetidas à flexão não-uniforme, apresentaram cargas críticas maiores que as submetidas à flexão uniforme, seguindo a sequência Ψ = +1 → 0 → -1 e eixo de menor inércia → eixo de maior inércia.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

[2] American Iron and Steel, AISI S100-16: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washington, DC: AISI, 2016.

[3] Australian / New Zealand Standards. AS/NZS 4600. Cold-formed steel structures. Sydney. 2018.

[4] CHEUNG, Y. Finite Strip Method in Structural Analysis, New York, USA, Pergamon Press. 1976; v. 1: 244.

[5] SCHARDT, R. Generalized beam theory-an adequate method for coupled stability problems. Thin-Walled Structures. 1994; v. 19, n. 2: 161-180.

[6] HANCOCK, G. Design of Cold-Formed Steel Structures (To Australian Standard AS 1538-1988). Australian Institute of Steel Construction, North Sydney. 1994; v. 3: 240.

[7] SCHAFER, B. Review: The direct strength method of cold-formed steel member design. Journal of Constructional Steel Research. 2008; v. 68: 766-778.

[8] SCHAFER, B. W.; PEKÖZ, T. Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions. [S.l.]: [s.n.]. 1998; p. 69-76.

[9] VON KÁRMAN, T., SECHLER. E.E. e DONNELL, L.H. The strength of thin plates in compression. Transactions of the American Society of Mechanical Enginneers (ASME). 1932; v. 54: 53-57.

[10] BATISTA, E. Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global buckling interaction. Thin-Walled Structures. 2010; v. 48, n. 4-5: 345-356.

[11] BEBIANO, R.; et al. GBTUL 1.0b - Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members. User manual. Lisbon: Technical University of Lisbon, 2010.

[12] NIU, S.; RASMUSSEN, K. J. R.; FAN, F. Distortional–global interaction buckling of stainless steel C-beams: Part I — Experimental investigation. Journal of Constructional Steel Research. 2014a; v. 96: 127– 139.

[13] MARTINS, A. et al. GBT-based assessment of the mechanics of distortional-global interaction in thin- walled lipped channel beams. Thin-Walled Structures. 2018; v. 124: 32-47.

[14] CAMOTIM, D.; DINIS, P. B. Distortional-global interaction in lipped channel and zed-section beams: Strength, relevance and DSM design. Thin-Walled Structures. 2018; v. 129: 289-308.

[15] KOLAKOWSKI, Z.; et al. Global-distortional buckling mode influence on post-buckling behaviour of lip-channel beams. International Journal of Mechanical Sciences. 2020; v. 184: 105723.

[16] DEPOLLI, I.; et al. Distortional failure and DSM design of cold-formed steel lipped channel beams under non-uniform bending. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, Baltimore, Maryland. 2018; April: 10-13.

[17] YU, C.; SCHAFER, B. Distortional buckling tests on cold-formed steel beams. Journal of Structural Engineering. 2006; v. 132, n. 4: 515-528.

[18] LIMA, L. Resistência de perfis “Z” formados a frio sob flexão não-uniforme e colapso distorcional. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.

[19] KANKANAMGE, D. Structural behaviour and design of cold-formed steel beams at elevated temperatures. PhD thesis. Queensland University of Technology, Brisbane, Australia. 2010.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DA FLAMBAGEM DISTORCIONAL DE PERFIS FORMADOS A FRIO TIPO CARTOLA SUBMETIDOS À FLEXÃO UNIFORME E NÃO-UNIFORME

Carla de Amorim Lana Dib[1]
Guilherme Henrique dos Santos Ramos[2]
Gregorio Sandro Vieira[3]

Resumo
O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento estrutural de perfis formados a frio tipo cartola submetidos à flexão uniforme e não-uniforme em torno dos eixos de maior e menor inércia, relativamente aos riscos do modo de flambagem distorcional. Por meio do programa computacional GBTUL, foram identificadas geometrias onde o modo de flambagem distorcional é predominante, apresentando: participação modal distorcional (Pdist) maior que 85% e momento crítico de flambagem distorcional (McrD) significativamente abaixo dos momentos críticos de flambagem local (McrL) e global (McrG). Um modelo numérico de casca em elementos finitos foi desenvolvido para realizar análises de flambagem e pós-flambagem nas 960 vigas selecionadas, referente a combinação entre: (i) 12 geometrias, (ii) cinco gradientes de momento, (iii) dois eixos de flexão e (iv) oito índices de esbeltez distorcional. Os resultados obtidos – que incluem trajetórias de equilíbrio, configurações deformadas, momentos resistentes e mecanismos de colapso – evidenciam que a curva de dimensionamento distorcional do Método da Resistência Direta (MRD) atualmente normatizada é inadequada para estimar a resistência das estruturas com índice de esbeltez moderado a alto.

Palavras-chave: Perfis formados a frio; Análise numérica; Flambagem distorcional.

NUMERICAL ANALYSIS ON DISTORTIONAL FAILURE OF COLD-FORMED STEEL HAT-SECTION BEAMS UNDER UNIFORM AND NON-UNIFORM BENDING

Abstract
The objective of this research is to analyze the structural behavior of cold-formed steel hat-section beams under uniform and non-uniform bending about the major and minor-axis, regarding the risks of distortional buckling. Through the computational program GBTUL, the geometries where the distortional failure is predominant were selected, presenting: distortional modal participation (Pdist) greater than 85% and distortional critical buckling moments (McrD) significantly below their local (McrL) and global (McrG) counterparts. A shell finite element model was developed to perform buckling and post-buckling analysis on the 960 selected beams, due to the combination of: (i) 12 cross-section dimensions, (ii) five moment gradients, (iii) two bending axes and (iv) eight distortional slenderness values. The results – which include equilibrium paths, deformed configurations, failure moments and collapse mechanisms – show that the currently codified Direct Strength Method (DSM) distortional design curve is inadequate to estimate failure moments in the moderate-to-high slenderness range.

Keywords: Cold-formed steel; Numerical analysis; Distortional buckling.

[1] Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia/UFU, Uberlândia, MG, Brasil.
[2] Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil.
[3] Prof. Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os perfis formados a frio (PFF) têm destaque entre as estruturas de aço devido à sua leveza, eficiência estrutural (alta relação resistência/peso) e versatilidade – são amplamente empregados em vários segmentos da construção civil devido à enorme variedade de geometrias que podem ser obtidas no seu processo de fabricação. Em virtude da espessura reduzida de seus elementos, os perfis formados a frio estão propensos a fenômenos de instabilidade, que podem causar o colapso da estrutura antes que a capacidade resistente do material seja atingida. Conforme evidenciado por Martins et al. [1], essa perda de estabilidade pode se desenvolver por meio de modos de flambagem local (L), distorcional (D) ou global (G), ou suas interações local-distorcional (LD), local-global (LG), distorcional-global (DG) e local-distorcional-global (LDG) – que ocorrem quando as forças críticas de flambagem correspondentes a diferentes modos apresentam valores próximos.

O desempenho do elemento estrutural está estreitamente relacionado com a sua geometria, condições de apoio e carregamentos – dependendo da configuração do sistema, qualquer modo de flambagem pode ser o modo crítico (ou seja, aquele que corresponde à menor força de flambagem). O tipo de deformação apresentada pelo elemento estrutural após a flambagem indica o modo de instabilidade ocorrido, onde o modo distorcional envolve a deformação dos elementos da seção transversal associado ao deslocamento das arestas.

Entre os métodos numéricos mais utilizados para análise de flambagem estão a Teoria Generalizada de Vigas (*Generalized Beam Theory – GBT*) e o Método dos Elementos Finitos (MEF). Desenvolvida por Schardt [2], a Teoria Generalizada de Viga permite quantificar a porcentagem de participação de cada modo de instabilidade do perfil, possibilitando melhor interpretação dos dados. A partir do método, Bebiano, Camotim e Gonçalves [3] desenvolveram o programa computacional GBTUL, que permite realizar análises de instabilidade em perfis formados a frio, determinando a força crítica de flambagem e o modo de flambagem correspondente, além de exibir a curva de assinatura (curva que relaciona a força crítica e o comprimento do perfil). O Método dos Elementos Finitos permite resolver um problema complexo discretizando a estrutura em uma série de elementos de geometria simples (os elementos finitos), conectados entre si através de pontos nodais criando uma malha. A precisão do método depende das condições de contorno estabelecidas, portanto, o modelo desenvolvido deve ser calibrado – por comparação com resultados obtidos em métodos analíticos, numéricos e experimentais – para garantir que reproduza adequadamente o comportamento das estruturas.

Para a determinação dos esforços resistentes, a norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 [4] e as normas norte-americana AISI S100-16 [5] e australiana/neozelandesa AS/NZS 4600:2018 [6], que tratam do dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, preveem – entre outros métodos – o Método da Resistência Direta (MRD). Desenvolvido por Schafer e Peköz [7], baseado nos estudos de Hancock, Kwon e Bernard [8], o método é utilizado para dimensionamento de barras submetidas à compressão centrada e à flexão simples, por meio de curvas de resistência tipo Winter [9], calibradas através de estudos experimentais e numéricos, e que incluem os efeitos das não-linearidades físicas e geométricas dos elementos.

É fundamental que o comportamento relacionado aos fenômenos de instabilidade seja levado em consideração para o dimensionamento e a verificação da segurança estrutural de perfis formados a frio. Para o caso específico do modo de flambagem distorcional em perfis formados a frio tipo cartola submetidos à flexão não-uniforme é possível observar uma lacuna de conhecimento e carência de apontamentos normativos: as normas técnicas vigentes não apresentam formulações e disposições adequadas e existem poucos estudos que tratam do tema. Os estudos sobre o modo de flambagem distorcional focam quase exclusivamente em colunas (componentes uniformemente comprimidos) e, em menor proporção, vigas submetidas à flexão uniforme – em torno do eixo de maior inércia, na maioria dos casos, como nos estudos de Prola e Camotim [10] e Landesmann e Camotim [11]. As vigas submetidas à flexão não-uniforme constituem um problema significativamente menos estudado, como nos estudos de Depolli et al. [12] e Cruvinel e Vieira [13], assim como as vigas submetidas à flexão em torno da menor inércia, como no estudo de Martins et al. [14], mesmo que sejam muito utilizadas em aplicações práticas. Dessa forma, observa-se a necessidade de desenvolver estudos e aprofundar os conhecimentos sobre o desempenho estrutural dos elementos afetados pelo modo de flambagem distorcional, a fim de desenvolver, calibrar ou validar metodologias e normatizações capazes de lidar com tais cenários.

Portanto, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento estrutural de perfis formados a frio tipo cartola submetidos à flexão uniforme e não-uniforme em torno dos eixos de maior e menor inércia, relativamente aos riscos do modo de flambagem distorcional.

2 ANÁLISE DE FLAMBAGEM – SELEÇÃO DA GEOMETRIA DAS VIGAS

Inicialmente, com base nas vigas tipo cartola estudadas por Martins et al. [14], foram identificadas as geometrias (comprimento e dimensões da seção transversal) onde o modo de flambagem distorcional é predominante. Para isso, foram realizadas análises de flambagem por meio do método da Teoria Generalizada de Viga através do programa computacional GBTUL. O programa permite determinar a força crítica de flambagem, quantificando a porcentagem de participação de cada modo de flambagem, além de exibir a curva de assinatura (curva que relaciona a força crítica com o comprimento do perfil e possibilita melhor interpretação dos dados). Para garantir um momento crítico de flambagem notadamente distorcional, foram selecionadas geometrias com participação modal distorcional (Pdist) maior que 85% e a fim de evitar os efeitos de interação com outros modos de flambagem, foram selecionados comprimentos onde o momento crítico de flambagem distorcional (McrD) se encontra significativamente abaixo dos momentos críticos de flambagem local (McrL) e global (McrG), apresentando McrL/McrD e McrG/McrD>2, conforme proposto por Martins et al. [14].

As vigas foram analisadas considerando flexão livre em torno dos eixos de maior e menor inércia, torção e empenamento (deslocamento longitudinal) impedidos e submetidas à flexão em torno dos eixos de maior (HM) e menor (Hm) inércia, com enrijecedores comprimidos no último caso (pior cenário), por meio da aplicação de momentos nas extremidades (M1 e M2), constituindo cinco hipóteses de carregamento (gradientes de momento): ψ=1, ψ=0,5, ψ=0, ψ=-0,5 e ψ=-1, onde ψ=M2/M1, sendo M1 constante unitário. A primeira hipótese de carregamento corresponde à flexão uniforme, e as demais hipóteses correspondem à flexão não-uniforme.

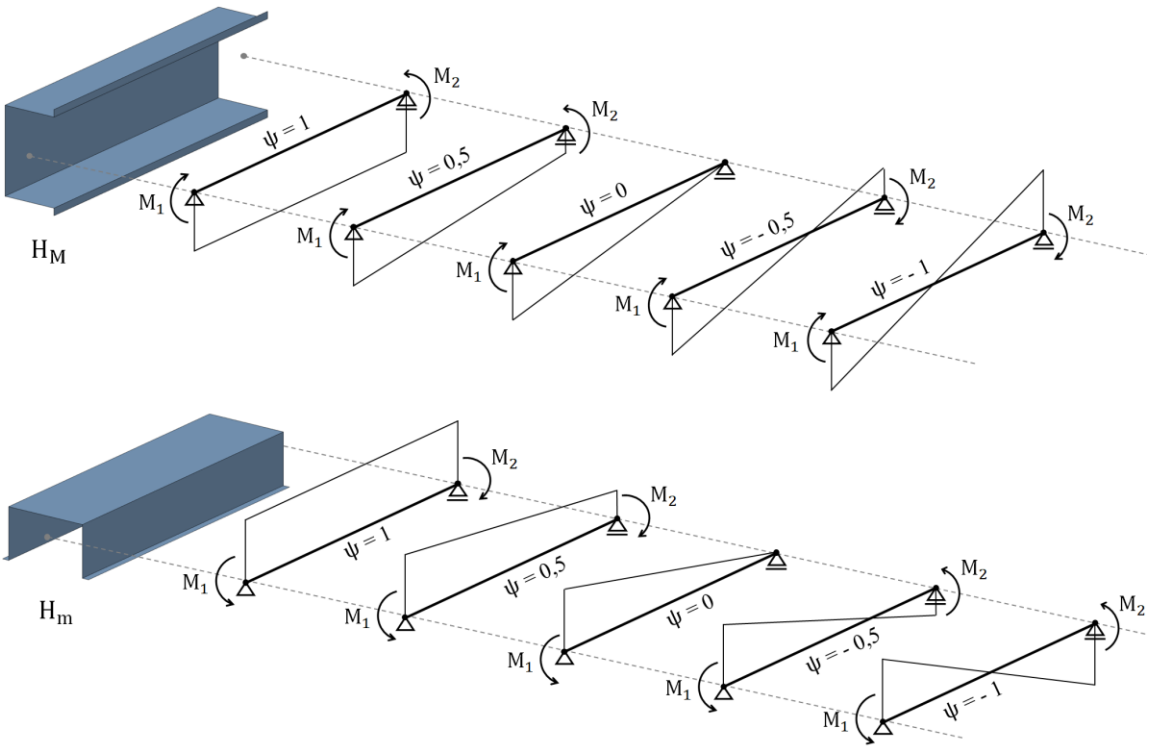


Figura 1 – Hipóteses de carregamento

Os elementos da seção transversal – alma (bw), mesa (bf), enrijecedor (bl) e espessura (t) – de perfis tipo cartola são ilustrados na Figura 2 e os parâmetros geométricos das 12 vigas selecionadas são apresentados na Tabela 1.

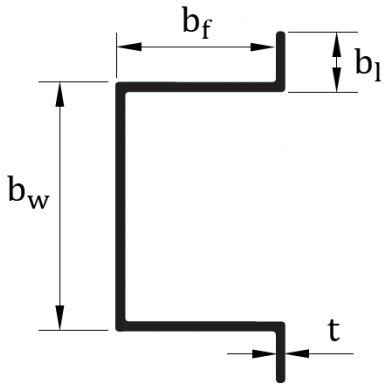


Figura 2 – Seção transversal do perfil tipo cartola

Tabela 1 – Parâmetros geométricos das vigas selecionadas

VIGA	bw (mm)	bf (mm)	bl (mm)	t (mm)	A (cm²)	S (cm³)	Z (cm³)
H1	120	80	10	2,5	7,50	28,74	36,25
H2	120	75	10	3,0	8,70	32,95	41,70
H3	125	80	10	3,0	9,15	36,38	45,77
H4	130	80	10	2,5	7,75	31,91	40,06
H5	135	90	10	3,0	10,05	43,77	54,47
H6	140	90	10	2,5	8,50	38,23	47,50
H7	150	100	10	2,5	9,25	45,13	55,56
H8	150	120	10	3,5	14,35	72,46	88,29
H9	160	90	10	3,0	10,80	54,60	67,50
H10	160	100	10	2,5	9,50	49,06	60,25
H11	200	120	10	3,0	13,80	89,66	108,30
H12	210	110	10	3,5	15,75	104,69	127,14

Os comprimentos (L), os momentos críticos de flambagem distorcional (McrD), as relações McrL/McrD e McrG/McrD e a participação modal distorcional (Pdist) são apresentados nas Tabelas 2 a 6, para os diferentes gradientes de momento. Os cálculos foram realizados considerando material com módulo de elasticidade E=210 GPa e coeficiente de Poisson ν=0,3.

Tabela 2 – Comprimentos críticos, McrD e suas relações e participação modal – ψ=1

VIGA	L (cm)	HM				Hm			
		McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)	McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)
H1	60	1502,31	2,16	26,77	92,11	695,71	5,21	28,03	95,12
H2	45	2505,24	2,47	29,18	92,08	1120,92	5,78	32,77	93,18
H3	45	2489,66	2,41	36,42	91,56	1142,19	5,63	39,60	93,30
H4	55	1652,80	2,14	32,26	91,97	711,50	5,04	38,37	93,54
H5	50	2350,51	2,42	46,52	91,67	1104,55	5,71	48,71	94,11
H6	60	1566,90	2,14	42,40	91,86	695,37	5,06	48,19	94,28
H7	70	1475,41	2,15	47,29	92,21	663,27	5,14	52,36	95,11
H8	45	3200,50	2,37	117,14	88,48	1857,26	5,46	89,28	94,99
H9	45	2994,96	2,29	56,66	90,68	1208,33	5,01	77,03	88,88
H10	65	1594,07	2,15	55,34	91,94	678,72	5,02	67,58	93,73
H11	55	2747,71	2,32	114,89	90,26	1156,70	5,02	147,97	89,87
H12	70	3986,74	3,01	48,90	94,71	1375,23	6,89	82,33	89,97

Tabela 3 – Comprimentos críticos, McrD e suas relações e participação modal – ψ=0,5

VIGA	L (cm)	HM				Hm			
		McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)	McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)
H1	75	1715,84	2,19	19,86	90,99	822,50	5,22	20,18	93,57
H2	45	3259,74	2,24	29,67	91,06	1467,40	5,13	33,15	92,90
H3	45	3243,73	2,20	36,98	90,54	1496,86	5,03	40,01	92,88
H4	75	1868,58	2,19	20,33	91,05	823,40	5,13	23,66	91,79
H5	50	3059,46	2,21	47,28	90,74	1446,74	5,12	49,25	93,66
H6	85	1733,03	2,23	25,30	91,44	784,61	5,28	28,24	93,00
H7	95	1625,33	2,26	30,86	91,74	751,53	5,37	33,28	93,87
H8	50	3834,81	2,38	104,79	89,84	2184,27	5,53	81,45	94,64
H9	50	3661,28	2,23	49,68	90,67	1453,56	4,89	68,70	90,16
H10	95	1738,83	2,28	31,45	91,81	752,60	5,34	37,85	92,53
H11	60	3384,20	2,25	103,72	90,26	1406,07	4,90	135,47	90,83
H12	70	5069,61	2,78	50,88	92,45	1778,78	6,15	84,29	89,58

Tabela 4 – Comprimentos críticos, McrD e suas relações e participação modal – ψ=0

VIGA	L (cm)	HM				Hm			
		McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)	McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)
H1	95	1946,74	2,14	15,50	91,66	921,44	5,07	16,04	94,31
H2	65	3542,73	2,20	18,59	89,27	1604,63	5,13	20,81	91,71
H3	70	3399,60	2,22	20,72	89,72	1563,57	5,23	22,68	92,13
H4	95	2116,16	2,15	15,89	91,62	920,69	4,99	18,88	92,90
H5	75	3266,55	2,19	27,96	89,55	1545,45	5,17	29,33	92,96
H6	105	1995,77	2,15	20,44	91,70	894,33	5,04	23,23	93,75
H7	115	1894,04	2,16	25,66	91,76	870,03	5,05	28,05	94,37
H8	60	4699,96	2,22	88,00	89,09	2539,57	5,12	69,49	93,21
H9	75	3912,27	2,19	29,34	88,98	1548,42	4,93	41,00	89,45
H10	105	2102,77	2,09	30,21	90,79	910,04	4,82	36,60	92,80
H11	95	3516,64	2,25	56,51	89,50	1444,06	5,06	75,21	90,77
H12	70	6568,90	2,37	57,45	88,72	2300,69	5,20	93,03	87,89

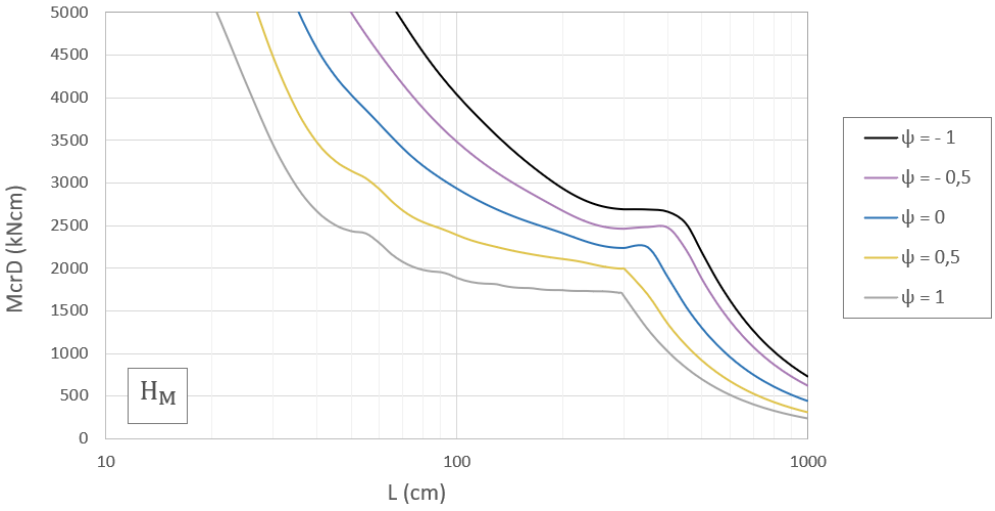
Tabela 5 – Comprimentos críticos, McrD e suas relações e participação modal – ψ=-0,5

VIGA	L (cm)	HM				Hm			
		McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)	McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)
H1	125	2074,46	2,15	12,50	90,52	983,61	3,97	13,38	93,88
H2	85	3764,98	2,25	15,21	89,54	1706,38	3,84	17,63	91,63
H3	85	3751,60	2,19	18,92	89,10	1732,71	3,88	21,35	91,81
H4	125	2255,06	2,16	12,81	90,55	982,67	3,64	15,75	92,85
H5	95	3526,97	2,21	23,97	89,59	1672,26	4,16	25,99	92,58
H6	135	2147,64	2,13	17,08	90,61	964,86	3,86	20,05	93,48
H7	150	2025,75	2,15	20,95	90,74	932,13	4,13	24,76	94,10
H8	90	4695,83	2,25	58,14	89,01	2526,87	5,35	47,75	93,04
H9	100	4113,61	2,27	23,31	89,43	1630,64	3,56	33,69	89,99
H10	150	2165,07	2,17	21,37	90,76	931,86	3,85	26,97	93,28
H11	115	3976,36	2,22	51,93	88,79	1603,33	3,90	71,03	90,85
H12	95	6845,51	2,29	44,38	87,75	2425,68	3,86	73,64	86,91

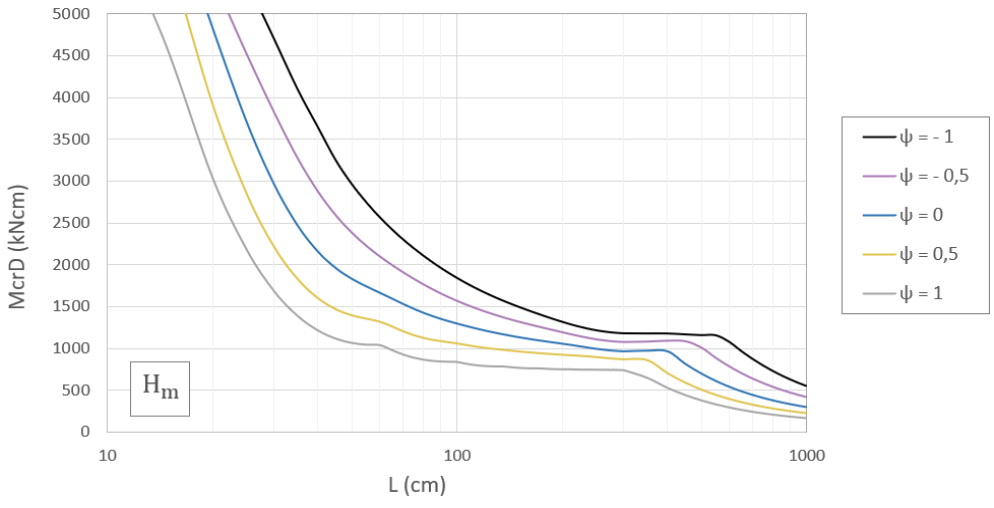
Tabela 6 – Comprimentos críticos, McrD e suas relações e participação modal – ψ=-1

VIGA	L (cm)	HM				Hm			
		McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)	McrD (kNcm)	McrL/ McrD	McrG/ McrD	Pdist (%)
H1	215	1867,17	3,26	5,62	88,94	884,79	2,10	7,88	93,94
H2	185	3033,94	3,55	4,80	88,33	1362,25	2,08	7,37	92,42
H3	185	3018,97	3,33	5,95	89,13	1375,90	2,08	8,94	92,82
H4	245	1931,91	3,79	4,67	89,58	835,65	2,09	7,59	93,05
H5	185	2993,92	3,01	8,89	90,63	1400,25	2,10	12,79	93,72
H6	245	1898,12	3,32	7,00	90,18	847,64	2,06	10,83	93,50
H7	245	1873,34	2,98	10,10	89,91	858,90	2,04	14,99	94,02
H8	115	4819,38	2,35	40,99	87,63	2601,83	2,22	43,90	92,76
H9	265	3122,07	4,26	5,26	91,57	1205,92	2,11	10,24	90,73
H10	275	1912,09	3,39	8,58	90,87	816,15	2,04	14,29	92,94
H11	275	3034,90	3,45	13,79	91,39	1223,16	2,09	25,35	91,49
H12	285	4765,63	4,34	8,21	92,74	1681,22	2,10	18,50	87,67

As curvas de assinatura da viga H2 são ilustradas na Figura 3 e exibem o comportamento do momento crítico de flambagem distorcional em função do comprimento (escala logarítmica). Os resultados permitem verificar como os momentos críticos são afetados pelo carregamento: as vigas submetidas à flexão não-uniforme apresentam maiores valores quando comparadas às vigas submetidas à flexão uniforme. Assim como observado por Yu e Schafer [15], para o mesmo comprimento, os valores de momento crítico de flambagem distorcional crescem na sequência ψ=1→0,5→0→-0,5→-1. Esse comportamento é identificado nas vigas submetidas à flexão em torno dos eixos de maior ou menor inércia. Além disso, é possível perceber que as vigas submetidas à flexão em torno do eixo de maior inércia apresentam maiores valores de momento crítico de flambagem elástica. Portanto, para o mesmo comprimento, os valores crescem na sequência Hm→HM.



(a)



(b)

Figura 3 – Curvas de assinatura (McrD×L) da viga H2 para os diferentes gradientes de momento (ψ): flexão em torno dos eixos de (a) maior e (b) menor inércia

3 MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS

O modelo numérico em elementos finitos foi desenvolvido por meio do programa computacional ABAQUS. Como os perfis formados a frio são estruturas onde uma dimensão, a espessura, é significativamente menor que as outras dimensões, as vigas foram modeladas por meio de um modelo de casca, a partir de suas superfícies médias, com emprego do elemento finito denominado S4: elemento quadrilateral com quatro nós, seis graus de liberdade por nó (três componentes de translação e três componentes de rotação) e integração completa.

O comportamento do material foi estabelecido como: (i) linear elástico e (ii) elástico-perfeitamente plástico (modelo de Prandtl-Reuss: teoria de fluxo J2 associada ao critério de escoamento de von Mises). Para isso, foram especificados os valores de módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e tensão de escoamento (fy): para cada viga, foram considerados oito valores de tensão de escoamento a fim de cobrir uma faixa ampla de esbeltez distorcional (λ_{dist}), variando de 0,25 a 4,80.

Para reproduzir os apoios, foram adicionadas placas rígidas às extremidades dos perfis (módulo de elasticidade E=2100 GPa) e diretamente sobre as placas foram aplicadas restrições de deslocamento transversal e restrição de rotação axial. No ponto central do comprimento e alma, foi aplicada a restrição de deslocamento axial. Da mesma forma, os momentos foram aplicados diretamente sobre as placas rígidas, configurando as diferentes hipóteses de carregamento, em torno dos eixos de maior ou menor inércia.

Para consideração da não-linearidade geométrica, imperfeições iniciais foram incorporadas ao modelo com a forma do modo crítico de instabilidade (distorcional), escaladas com amplitude igual a 10% da espessura do perfil (0,1t). O endurecimento, as tensões residuais e os cantos arredondados não foram considerados – conforme reportado por Camotim et al. [16], de forma combinada, esses efeitos têm pouco impacto na capacidade resistente da peça.

Foi realizado um estudo de convergência de malha a fim de estimar o refinamento mais adequado ao modelo, garantir uma solução precisa e otimizar o tempo de processamento das análises, que resultou no emprego de elementos finitos com dimensão máxima de 5 mm.

3.1 Validação do modelo numérico

A fim de verificar a assertividade das simplificações e hipóteses admitidas e garantir uma solução precisa com representação adequada do comportamento do sistema, foi realizado um estudo de validação do modelo numérico.

Primeiramente, por meio do procedimento de análise linear de estabilidade (*linear perturbation – buckle*) foram obtidos os valores de momento crítico de flambagem e o modo de instabilidade correspondente para as vigas selecionadas previamente. A análise de flambagem via método dos elementos finitos é realizada por meio do método de autovalor (para determinar a força crítica) e autovetor (para determinar o modo de flambagem). Os valores apresentados correspondem ao menor autovalor (e respectivo autovetor), entretanto, o método permite calcular as demais soluções possíveis para o sistema. A Tabela 7 apresenta, para as diferentes hipóteses de carregamento, os momentos críticos de flambagem obtidos via modelo numérico

(Mabq) e sua relação com os momentos críticos de flambagem obtidos via GBTUL (Mgbtul) – relacionado nas Tabelas 2 a 6 – com as maiores diferenças na ordem de 4%, o que indica que o modelo simula adequadamente o comportamento das estruturas.

Tabela 7 – Momentos críticos de flambagem Mabq e relação com Mgbtul

VIGA	Ψ=1		Ψ=0,5		Ψ=0		Ψ=-0,5		Ψ=-1	
	Mabq (kNcm)	Mgbtul /Mabq	Mabq (kNcm)	Mgbtul /Mabq	Mabq (kNcm)	Mgbtul /Mabq	Mabq (kNcm)	Mgbtul /Mabq	Mabq (kNcm)	Mgbtul /Mabq
HM1	1474,60	1,02	1686,20	1,02	1925,60	1,01	2036,30	1,02	1813,90	1,03
Hm1	684,73	1,02	804,92	1,02	902,39	1,02	956,80	1,03	855,50	1,03
HM2	2443,90	1,03	3195,10	1,02	3510,10	1,01	3734,50	1,01	2942,10	1,03
Hm2	1093,10	1,03	1428,60	1,03	1558,50	1,03	1650,10	1,03	1310,10	1,04
HM3	2427,90	1,03	3179,60	1,02	3371,90	1,01	3737,60	1,00	2927,40	1,03
Hm3	1112,50	1,03	1455,70	1,03	1520,70	1,03	1676,90	1,03	1322,40	1,04
HM4	1622,60	1,02	1836,30	1,02	2093,80	1,01	2214,70	1,02	1879,90	1,03
Hm4	698,80	1,02	805,66	1,02	901,44	1,02	955,71	1,03	811,56	1,03
HM5	2298,00	1,02	3007,80	1,02	3252,00	1,00	3522,00	1,00	2905,20	1,03
Hm5	1078,90	1,02	1411,00	1,03	1505,80	1,03	1622,10	1,03	1345,70	1,04
HM6	1540,30	1,02	1707,00	1,02	1978,10	1,01	2113,80	1,02	1847,20	1,03
Hm6	683,88	1,02	769,41	1,02	876,90	1,02	939,78	1,03	821,45	1,03
HM7	1452,60	1,02	1604,10	1,01	1880,10	1,01	1994,70	1,02	1821,20	1,03
Hm7	654,04	1,01	738,48	1,02	854,12	1,02	908,83	1,03	830,79	1,03
HM8	3101,40	1,03	3768,40	1,02	4596,20	1,02	4625,10	1,02	4716,10	1,02
Hm8	1791,80	1,04	2119,50	1,03	2467,70	1,03	2450,80	1,03	2509,10	1,04
HM9	2912,30	1,03	3595,30	1,02	3893,60	1,00	4096,40	1,00	3029,20	1,03
Hm9	1172,10	1,03	1416,00	1,03	1508,40	1,03	1581,40	1,03	1169,00	1,03
HM10	1569,00	1,02	1715,90	1,01	2091,00	1,01	2132,80	1,02	1863,40	1,03
Hm10	668,10	1,02	739,35	1,02	892,62	1,02	908,45	1,03	792,51	1,03
HM11	2681,80	1,02	3336,30	1,01	3522,70	1,00	3910,90	1,02	2962,40	1,02
Hm11	1127,30	1,03	1374,40	1,02	1413,30	1,02	1561,50	1,03	1184,00	1,03
HM12	3912,80	1,02	5009,30	1,01	6436,90	1,02	6755,50	1,01	4643,90	1,03
Hm12	1349,70	1,02	1741,80	1,02	2238,00	1,03	2347,80	1,03	1627,50	1,03

Além disso, conforme exemplificado na Figura 17, a configuração deformada das vigas exibe o aspecto esperado nas diferentes hipóteses de carregamento (deformação dos elementos da seção transversal associado ao deslocamento das arestas, representativo do modo de flambagem distorcional), sendo relevante destacar que as vigas submetidas à flexão em torno

do eixo de maior inércia apresentam o menor autovalor associado a dois autovetores, i.e., movimentos de abertura ou fechamento do conjunto mesa-enrijecedor.

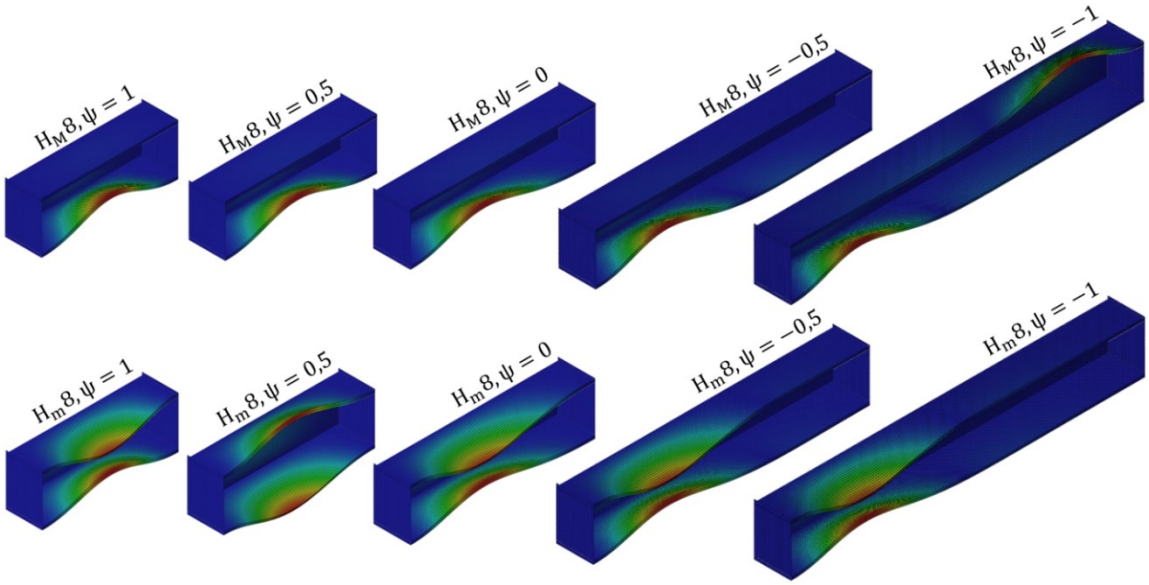


Figura 4 – Modo de flambagem distorcional: configuração deformada

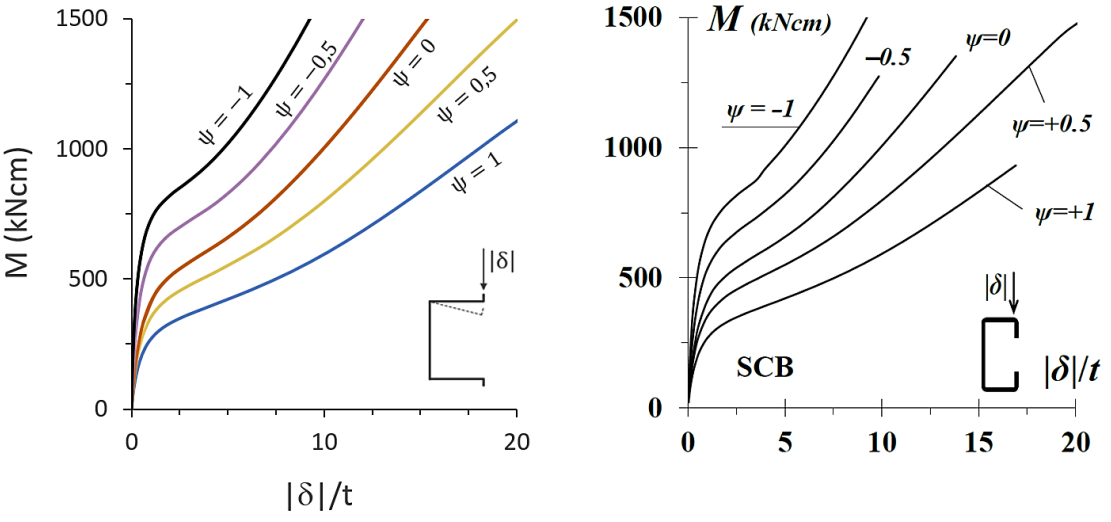
Na sequência, por meio do método de Riks modificado (*general – static, Riks*), foram realizadas análises não-lineares de pós-flambagem na viga C02 estudada por Depolli et al. [12]: perfil tipo U enrijecido com dimensões bw=90, bf=75, bl=6,25, t=1,8 mm e comprimento L=55 cm, oito índices de esbeltez distorcional e submetido à flexão uniforme e não-uniforme de gradientes ψ=0 e ψ=-0,5 em torno do eixo de maior inércia. Na Tabela 8, os momentos últimos obtidos através do modelo desenvolvido (Mu) são comparados aos reportados por Depolli (Mu.D), com as maiores diferenças na ordem de 6% e diferenças médias na ordem de 2%.

Na Figura 5 são ilustradas as trajetórias de equilíbrio de pós-flambagem elástica (M×|δ|/t), que relaciona o momento e o deslocamento vertical absoluto de maior amplitude – que ocorre ao longo da borda longitudinal do conjunto mesa-enrijecedor mais solicitado – normalizado em relação à espessura (|δ|/t), obtidas por Depolli et al. [12] e obtidas por meio do modelo desenvolvido, onde é possível observar a similaridade entre as trajetórias.

Portanto, diante do comportamento apropriado e dos resultados precisos apresentados nas análises de flambagem e de pós-flambagem, é possível verificar a adequabilidade dos procedimentos envolvidos no desenvolvimento do modelo numérico em elementos finitos e o mesmo pode ser considerado validado.

Tabela 8 – Momentos últimos obtidos e reportados por Depolli et al. [12] – viga C02

ψ	λdist	fy (kN/cm²)	Mu (kNcm)	Mu.D (kNcm)	Mu.D/Mu
1	0,55	7,8084	123,36	124,80	1,01
	1,05	28,4586	333,35	330,30	0,99
	1,55	62,0153	417,94	415,40	0,99
	2,05	108,4783	595,38	596,50	1,00
	2,55	167,8478	764,63	769,10	1,01
	3,05	240,1236	930,37	933,90	1,00
	3,55	325,3059	1078,50	1077,70	1,00
	4,05	423,3946	1191,75	1172,00	0,98
0	0,75	21,9638	361,60	352,30	0,97
	1,25	61,0107	580,81	569,10	0,98
	1,75	119,5809	883,04	873,30	0,99
	2,25	197,6746	1197,60	1169,70	0,98
	2,75	295,2916	1475,55	1446,80	0,98
	3,25	412,4321	1741,68	1693,10	0,97
	3,75	549,0960	1951,10	1896,90	0,97
	4,25	705,2833	1989,34	1963,30	0,99
-0,5	0,85	35,0526	534,55	504,60	0,94
	1,35	88,4198	788,20	758,00	0,96
	1,85	166,0449	1159,02	1121,30	0,97
	2,35	267,9279	1505,16	1451,30	0,96
	2,85	394,0686	1821,88	1746,50	0,96
	3,35	544,4672	2128,87	2010,00	0,94
	3,85	719,1237	2312,36	2224,50	0,96
	4,35	918,0380	2324,84	2287,10	0,98



(a) (b)

Figura 5 – Trajetórias de equilíbrio obtidas (a) via modelo e (b) via Depolli et al. [12]

4 PÓS-FLAMBAGEM

4.1 Pós-flambagem elástica

Conforme evidenciado por Prola e Camotim [10], a forma da imperfeição geométrica inicial incorporada ao modelo interfere diretamente na resistência do perfil, onde o movimento de fechamento do conjunto mesa-enrijecedor normalmente leva a menores valores de momento resistente do que o movimento de abertura. Exemplificando com a viga HM11, é ilustrado na Figura 6 o comportamento observado nas trajetórias de equilíbrio (M/McrD×|δ|/t) de pós-flambagem elástica das vigas, obtidas para os movimentos de abertura e fechamento.

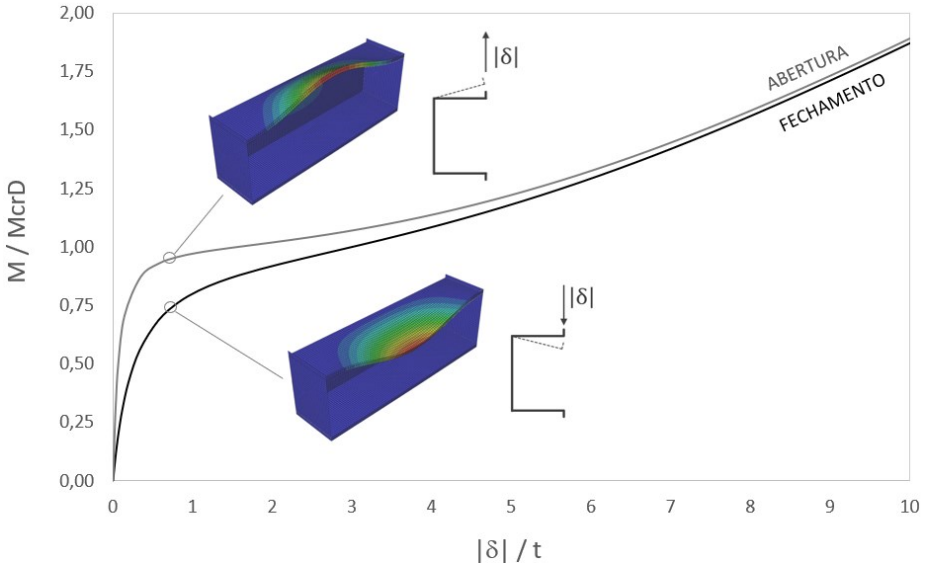


Figura 6 – Trajetórias de equilíbrio: abertura e fechamento do conjunto mesa-enrijecedor

Dessa forma, no modelo desenvolvido, a perturbação na geometria é incorporada compreendendo o movimento de fechamento do conjunto mesa-enrijecedor – cenário que conduz ao menor valor de momento resistente. É pertinente observar que, o estudo dos movimentos de fechamento ou abertura do conjunto é relevante apenas quando estão associados ao mesmo momento crítico de flambagem (dois autovetores associados a um autovalor), i.e., os perfis com flexão em torno da maior inércia, nessa pesquisa.

4.2 Pós-flambagem elasto-plástica

As trajetórias de equilíbrio de pós-flambagem elástica e elasto-plástica (M×|δ|/t) são ilustradas na Figura 7, para o exemplo da viga H5, juntamente com o mecanismo de colapso – observado por meio da configuração deformada e o respectivo gradiente de tensão de von Mises (σvM), normalizado em relação à tensão de escoamento. Com o início da plastificação do material, ocorre a transição entre o comportamento elástico e o comportamento elasto-plástico da estrutura; no ponto de maior ordenada da trajetória de equilíbrio, a estrutura atinge sua capacidade resistente (momento último Mu) e o colapso ocorre: o mecanismo de colapso da estrutura compreende o escoamento das bordas livres dos enrijecedores e dos cantos dobrados

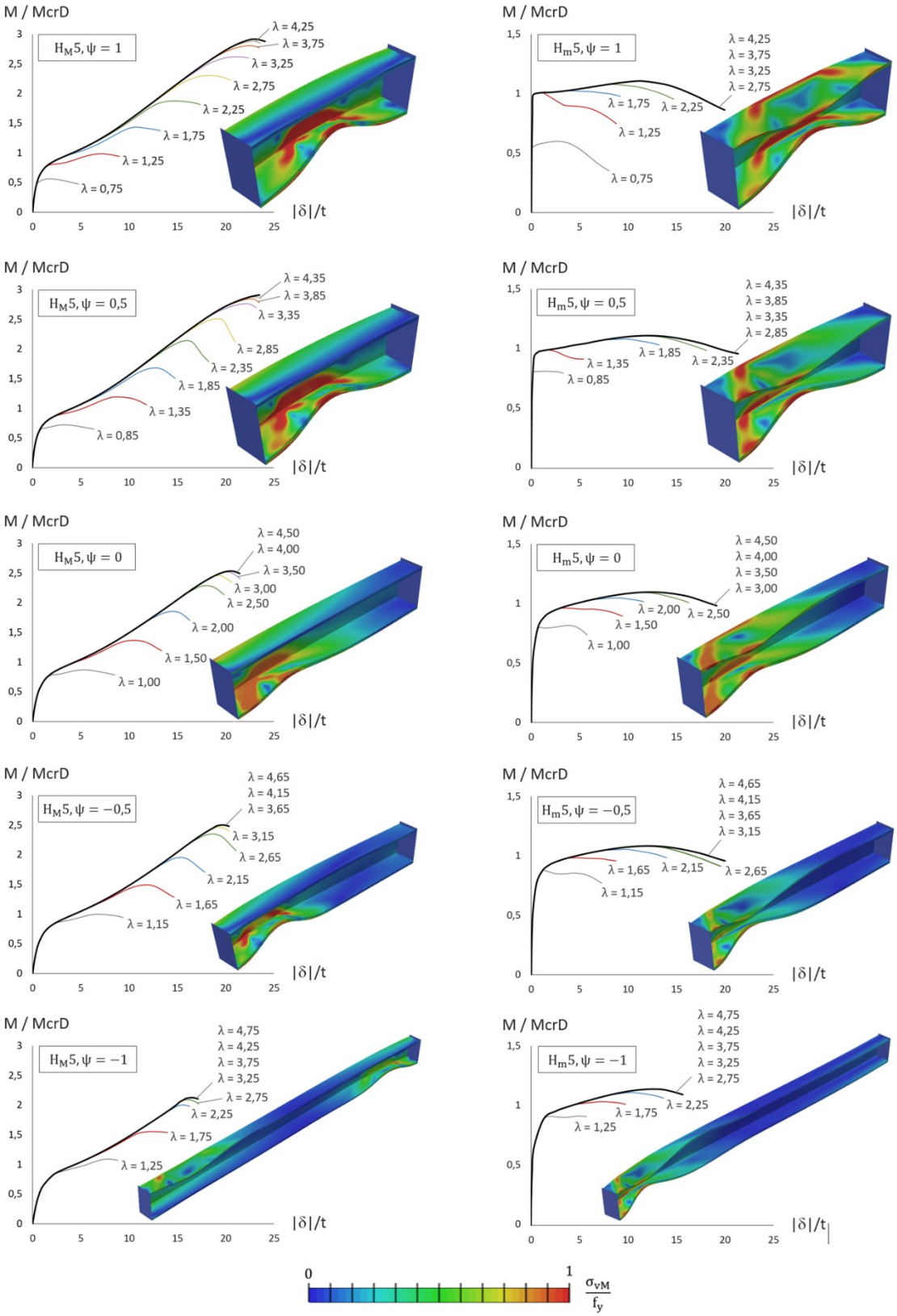


Figura 7 – Trajetórias de equilíbrio de pós-flambagem e mecanismos de colapso – H5

dos conjuntos alma-mesa e mesa-enrijecedor mais solicitados, com o aspecto do modo de flambagem distorcional, em conformidade com a imperfeição geométrica inicial incorporada, e o desenvolvimento de uma rótula plástica.

Invariavelmente, o aumento do índice de esbeltez distorcional provoca aumento da relação Mu/McrD – e do deslocamento vertical correspondente – até um determinado limite, quando a trajetória de equilíbrio exibe um comportamento completamente elástico. Conforme apontado por Reis e Camotim [17], o colapso em estruturas menos esbeltas ocorre em regime elasto-plástico e compreende a combinação entre as não-linearidades geométrica e física, entretanto, em estruturas com elevada esbeltez, a capacidade resistente é condicionada pelo fenômeno da instabilidade e o colapso ocorre em regime elástico, envolvendo apenas a consideração da não-linearidade geométrica. É relevante destacar que, em estruturas com esbeltez muito reduzida não acontece flambagem e o colapso ocorre pela falha do material (Mu<McrD).

As trajetórias de equilíbrio permitem observar um comportamento nitidamente distinto entre os diferentes eixos de flexão considerados: para o mesmo índice de esbeltez, enquanto os perfis submetidos à flexão em torno do eixo de maior inércia exibem maior ductilidade e significativa reserva de resistência pós-crítica distorcional (diferença entre o início da flambagem distorcional e o colapso) e reserva de resistência elasto-plástica (diferença entre o início do escoamento e o colapso da estrutura) os perfis submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia apresentam menor deformação e colapso quase imediatamente após a flambagem, simultaneamente com o início do escoamento, o que indica que os fenômenos de instabilidade são mais condicionantes nos perfis submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia.

5 MOMENTO RESISTENTE

Os valores de momento resistente foram obtidos com o modelo numérico desenvolvido para as (i) 12 geometrias, (ii) cinco gradientes de momento, (iii) dois eixos de flexão e (iv) oito índices de esbeltez distorcional considerados, totalizando 960 vigas. Na Figura 8, os resultados são exibidos em forma de nuvem de pontos, relacionando: os momentos últimos normalizados em relação aos momentos de escoamento (Mu/My) e os índices de esbeltez distorcional correspondentes, para as diferentes hipóteses de carregamento. Conforme apontado por Martins et al. [14], estruturas muito esbeltas podem atingir forças que desenvolvem uma “interação secundária” entre os modos de flambagem, portanto, em virtude dos comprimentos (curtos) que foram adotados, de forma a evitar o desenvolvimento de interação local-distorcional secundária nos elementos, as estruturas onde o momento resistente supera o momento crítico de flambagem local correspondente foram descartadas das análises posteriores, totalizando 140 vigas.

Os resultados apresentam aspecto em conformidade com a curva tipo Winter [9], o que sugere que o MRD pode ser empregado para determinar os momentos resistentes e uma melhor estimativa dos valores pode ser alcançada pelo ajuste dos parâmetros das curvas de dimensionamento. A dispersão vertical mais significativa nos perfis submetidos à flexão em torno da maior inércia (devido à reserva de resistência) indica que o eixo de flexão influencia consideravelmente o comportamento de pós-flambagem e resistência última das estruturas, o que demonstra que as vigas HM e Hm devem ser tratadas separadamente e o momento resistente distorcional não deve ser estimado por meio da mesma curva de dimensionamento.

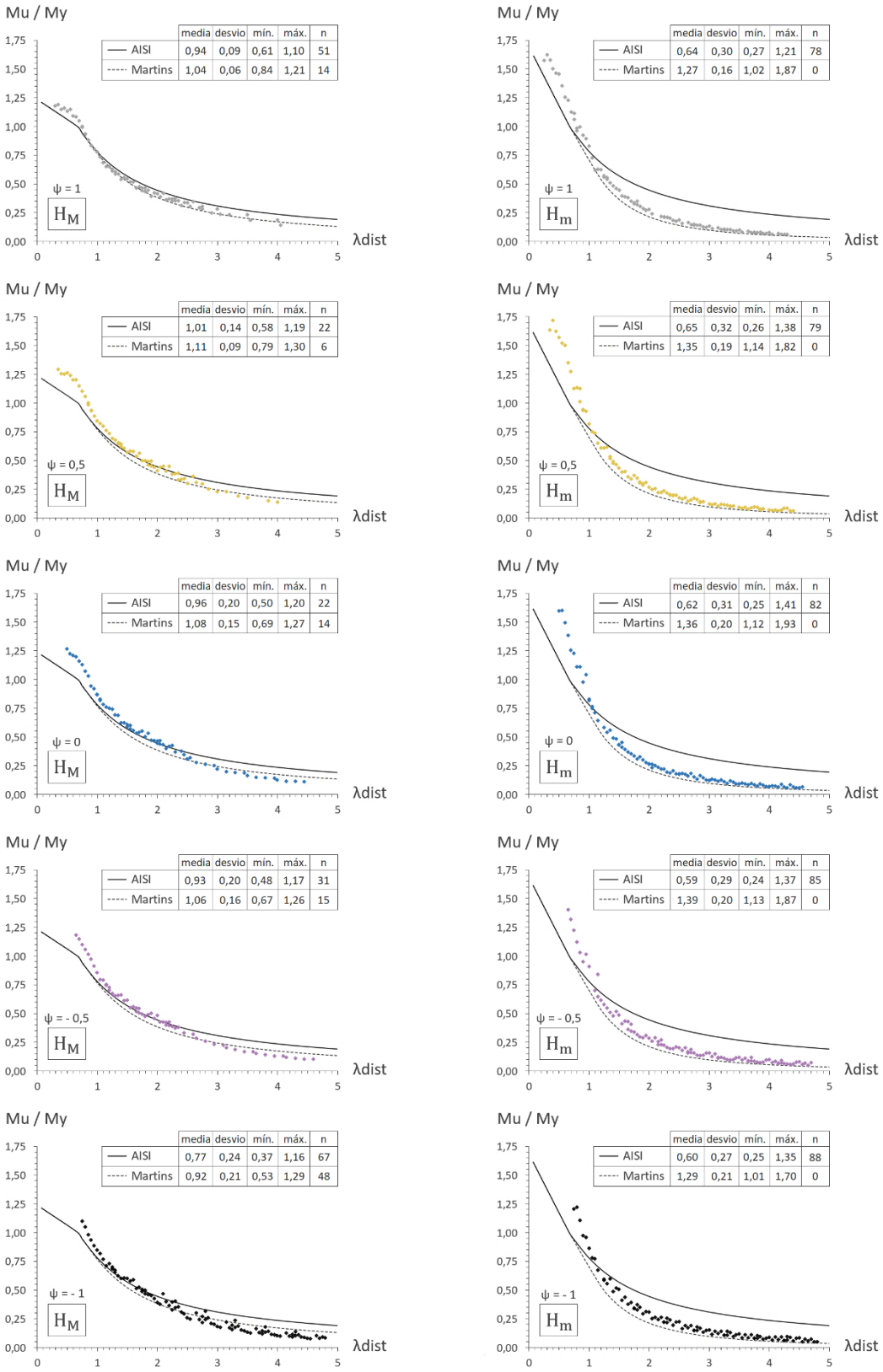


Figura 8 – Comparativo: curvas de dimensionamento e momentos resistentes obtidos

Os momentos últimos foram normalizados em relação aos momentos resistentes associados à flambagem distorcional, determinados por meio do MRD conforme previsto pela norma técnica AISI S100-16 [5] (Mrdist) e pela proposta de Martins et al. [14] (Mrdist-M). Na Figura 8, os indicadores de média, desvio padrão, mínimo, máximo e estimativas inseguras (i.e., quando Mu<Mrdist) são apresentados, juntamente com as curvas de dimensionamento, normativa e proposta.

Em conformidade com o reportado por Martins et al. [14], os resultados evidenciam que a curva de dimensionamento distorcional atualmente normatizada é inadequada para estimar a capacidade resistente das estruturas com índice de esbeltez distorcional moderado a alto, superestimando consideravelmente os esforços resistentes, sobretudo nos perfis submetidos à flexão em torno da menor inércia: nas diferentes hipóteses consideradas, além do número significativo de estimativas inseguras, as relações Mu/Mrdist apresentam média <1 e atingem o valor mínimo de 0,24 (ou seja, a curva normativa chega a estimar momentos resistentes quatro vezes maiores).

Os ajustes propostos por Martins et al. [14] na curva de dimensionamento normativa proporcionam uma melhora significativa na previsão da capacidade resistente das estruturas, entretanto, as curvas apresentam uma quantidade relevante de estimativas inseguras para os perfis submetidos à flexão em torno do eixo de maior inércia, principalmente nas hipóteses de carregamento não-uniforme, em conformidade com o observado por Depolli et al. [12].

6 CONCLUSÕES

Esse estudo reportou uma investigação numérica acerca do comportamento estrutural de perfis formados a frio tipo cartola submetidos à flexão não-uniforme, relativamente aos riscos do modo de flambagem distorcional. As análises foram realizadas em 960 vigas, referente a combinação entre: (i) 12 geometrias, (ii) cinco gradientes de momento, (iii) dois eixos de flexão (maior e menor inércia) e (iv) oito índices de esbeltez distorcional. Por meio do programa computacional GBTUL, foram identificadas geometrias onde o modo de flambagem distorcional é predominante e através do programa computacional ABAQUS, um modelo numérico de casca em elementos finitos foi desenvolvido para realizar as análises de flambagem e pós-flambagem nos elementos selecionados, que incluem trajetórias de equilíbrio, mecanismos de colapso e momentos resistentes.

As trajetórias de equilíbrio permitiram observar que o aumento do índice de esbeltez distorcional provoca aumento do momento resistente até um determinado limite, a partir do qual o colapso ocorre em regime elástico, evidenciando que a capacidade resistente da estrutura fica restringida pelo fenômeno da instabilidade. Além disso, um comportamento nitidamente distinto entre os diferentes eixos de flexão considerados foi observado: para o mesmo índice de esbeltez, enquanto os perfis submetidos à flexão em torno do eixo de maior inércia exibem maior ductilidade e significativa reserva de resistência pós-crítica distorcional e elasto-plástica, os perfis submetidos à flexão em torno do eixo de menor inércia apresentam menor deformação e colapso quase imediatamente após a flambagem, simultaneamente com o início do escoamento, demonstrando que os perfis devem ser tratados separadamente e não devem ser estimados por meio da mesma curva de dimensionamento.

Os mecanismos de colapso apresentaram o aspecto do modo de flambagem distorcional, em conformidade com a imperfeição geométrica inicial incorporada ao modelo, compreendendo o escoamento das bordas livres dos enrijecedores e dos cantos dobrados dos conjuntos alma-mesa e mesa-enrijecedor mais solicitados e o desenvolvimento de uma rótula plástica.

Os resultados obtidos evidenciaram que a curva de dimensionamento distorcional do Método da Resistência Direta atualmente normatizada é inadequada para estimar a capacidade resistente das estruturas com índice de esbeltez distorcional moderado a alto, superestimando consideravelmente os esforços resistentes, sobretudo nos perfis submetidos à flexão em torno da menor inércia. Os ajustes propostos por Martins et al. [14] proporcionaram uma melhora na previsão da capacidade resistente das estruturas, entretanto, apresentaram uma quantidade relevante de estimativas inseguras para os perfis submetidos à flexão em torno do eixo de maior inércia, principalmente nas hipóteses de carregamento não-uniforme.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal de Uberlândia e ao apoio financeiro fornecido pela FAPEMIG.

REFERÊNCIAS

[1] MARTINS, A. D.; CAMOTIM, D.; DINIS, P. B. Local-distortional interaction in cold-formed steel beams: behaviour, strength and DSM design. Thin-Walled Structures, v.119, p.879-901, 2017a.

[2] SCHARDT, R. Generalized beam theory – an adequate method for coupled stability problems. Thin-walled structures, v.19, n.2-4, p.161-180, 1994.

[3] BEBIANO, R.; CAMOTIM, D.; GONÇALVES, R. GBTUL 2.0 – a second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members. Thin-Walled Structures, v.124, p.235-253, 2018.

[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro. 2010.

[5] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. AISI S100-16 (reaffirmed in 2020) with Supplement 3. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, DC. 2022.

[6] AUSTRALIAN / NEW ZEALAND STANDARDS. AS/NZS 4600. Cold-formed steel structures. Sydney. 2018.

[7] SCHAFER, B. W.; PEKOZ, T. Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions. Elsevier, p.137-144, 1998.

[8] HANCOCK, G. J.; KWON, Y. B.; BERNARD, E. S. Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling. Journal of Constructional Steel Research, v.31, n.2-3, p.169-186, 1994.

[9] WINTER, G. Thin walled structures, theoretical solutions and test results. Eighth Congress, IABSE, p.112, 1968.

[10] PROLA, L. C.; CAMOTIM, D. On the distortional post-buckling behaviour of cold-formed lipped channel steel beams. Advances in Steel Structures (ICASS'02), p.331-339, 2002.

[11] LANDESMANN, A.; CAMOTIM, D. Distortional failure and DSM design of cold-formed steel lipped channel beams under elevated temperatures. Thin-Walled Structures, v.98, p.75-93, 2016.

[12] DEPOLLI, I. C.; LANDESMANN, A.; CAMOTIM, D.; MARTINS, A. D. Distortional failure and DSM design of cold-formed steel lipped channel beams under non-uniform bending. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, 2018.

[13] CRUVINEL, L. R.; VIEIRA, G. S. Distortional buckling of cold-formed steel rack section under uniform and non-uniform bending – Numerical analysis and DSM. Thin-Walled Structures, v.179, p.109543, 2022.

[14] MARTINS, A. D.; LANDESMANN, A.; CAMOTIM, D.; DINIS, P. B. Distortional failure of cold-formed steel beams under uniform bending: Behaviour, strength and DSM design. Thin-Walled Structures, v.118, p.196-213, 2017b.

[15] YU, C.; SCHAFER, B. W. Distortional buckling of cold-formed steel members in bending. American Iron and Steel Institute (AISI), 2005.

[16] CAMOTIM, D.; DINIS, P. B.; MARTINS, A. D.; YOUNG, B. Interactive behaviour, failure and DSM design of cold-formed steel members prone to distortional buckling. Thin-Walled Structures, v.128, p.12-42, 2018.

[17] REIS, A.; CAMOTIM, D. Estabilidade Estrutural. McGraw-Hill, 2001.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO SUBMETIDOS À VIBRAÇÃO DEVIDA AO CAMINHAR HUMANO

Carlos Eduardo Wolkartt Vago[1]
Hiago Fernando Vagmaker Golçalves[2]
Luis Augusto Lancellotti Zapparolli Pupin[3]
Lucas Fadini Favarato[4]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[5]

Resumo

Além dos tradicionais sistemas em concreto armado e aço, a combinação destes materiais em lajes e vigas mistas de aço e concreto vem ganhando espaço no mercado da construção civil. O aço estrutural possibilita eliminar fôrmas e escoramentos, reduzindo o cronograma de obra e garantindo maior precisão dimensional ao projeto, enquanto o concreto, corrobora com a proteção do aço contra incêndio e corrosão e garante maior rigidez aos elementos. Embora o dimensionamento de sistemas mistos seja difundido, sobretudo no tocante à determinação de suas resistências nos estados-limites últimos, a avaliação do desempenho dinâmico do piso quando submetido ao caminhar humano ainda constitui uma lacuna técnica no mercado. Neste contexto, este trabalho visa desenvolver uma ferramenta computacional para dimensionamento de pisos mistos produzida no software Microsoft Office Excel e implementada em Microsoft Office Visual Basic for Application 2016 (VBA). Além do dimensionamento aos estados-limites conforme a NBR 8800, o programa contempla a verificação de vibrações conforme os procedimentos analíticos do Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800:2022 e do *Steel Design Guide* 11 da AISC. A ferramenta foi validada com exemplos encontrados na literatura e apresentou resultados consistentes, tornando-a apta para uso em projetos estruturais de pisos.

Palavras-chave: Lajes mistas; Dimensionamento; Vibração; Pisos mistos.

DESIGN OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE FLOORS SUBJECTED TO VIBRATION DUE TO HUMAN WALKING

Abstract

Besides the traditional reinforced concrete and steel systems, the combination of these materials in composite steel and concrete slabs and beams has been gaining space in the construction market. Structural steel allows for the elimination of formwork and shoring, reducing the construction schedule and ensuring greater dimensional accuracy of the project, while concrete contributes to the fire and corrosion protection of steel and provides greater stiffness to the elements. Although the design of composite systems is well-established, especially regarding the determination of their ultimate limit state resistances, the assessment of the dynamic performance of the floor when subjected to human walking still represents a technical gap in the market. In this context, this study aims to develop a computational tool for the design of composite floors produced in Microsoft Office Excel software and implemented in Microsoft Office Visual Basic for Application 2016 (VBA). In addition to the design for ultimate limit states according to NBR 8800:2022, the program includes vibration verification according to the analytical procedures of Annex I of the Draft Revision of NBR 8800 and AISC Steel Design Guide 11. The tool was validated with examples found in the literature and presented consistent results, making it suitable for use in structural floor projects.

Keywords: Composite slabs; Design; Vibration; Composite floors.

[1] Engenheiro Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[2] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Espírito Santo, Brasil.
[3] Engenheiro Mecânico, Pesquisador, Centro de Pesquisa e Desenvolvimento da ArcelorMittal, São Paulo, Brasil.
[4] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Pesquisador colaborador, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[5] Engenheira Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória, Espírito Santo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Uma construção de concreto armado utiliza como sistema estrutural de lajes, vigas e pilares, todos com armação de aço e preenchimento com concreto, o que ocorre sobretudo por não necessitar de mão de obra especializada. Porém, esse sistema consome muito cimento para sua fabricação, aumentando os custos de execução. Além disso, esse sistema construtivo necessita da utilização de formas para o concreto no estado fresco, demandando tempo para a fabricação desses moldes e custo com a compra ou aluguel desse material.

Com a grande utilização de cimento, há também o aumento da emissão de CO_2. Segundo o instituto de pesquisa britânico Chatham House, o cimento é fonte de aproximadamente 8% das emissões mundiais de CO_2. Se sua indústria fosse um país, seria o terceiro maior emissor desse gás, no mundo, atrás apenas de China e Estados Unidos [1].

Na etapa de estado fresco do concreto, as vigas, pilares e lajes não possuem nenhuma resistência e rigidez, sendo necessária a utilização de escoras para segurar as fôrmas e a estrutura enquanto o concreto não atinge a resistência necessária para a desforma. Após alguns dias, quando o concreto atinge a cura e resistência mínima para sua sustentação, é preciso fazer a desforma, que demanda de mão de obra para retirar as escoras, as formas e limpá-las para reutilização, que também demandará de custo com transporte e estocagem.

Tendo em vista que existem pontos negativos e perda de produção na execução de edificações em concreto armado, fez-se necessário buscar por melhorias nos sistemas construtivos, visando obter maior rapidez de execução, economia de materiais e empreendimentos de menor custo, utilizando de mão de obra especializada para proporcionar agilidade e aumento da produção.

Um modelo construtivo que surgiu no final do século passado e desde então vem cada vez mais sendo utilizado em construções de pontes e edifícios são as estruturas mistas de aço e concreto. Esse sistema estrutural possui diversas vantagens econômicas e construtivas, quando comparados com os demais sistemas. Como notado por Monier em 1875 (apud [2]) ao conceber a primeira construção em concreto armado, o concreto apresenta ótima resistência à compressão, além de resistência ao fogo e à corrosão. Por outro lado, o aço resiste muito bem a esforços de tração e cisalhamento até mesmo em pequenas seções, resultando em redução do peso próprio da estrutura, principalmente quando comparado às estruturas de concreto. Dessa forma, o sistema de estruturas mistas traz grandes benefícios na execução de uma estrutura por possuir velocidade, qualidade e redução do desperdício de materiais.

Formalmente, sistemas mistos de aço e concreto são aqueles em que um perfil de aço trabalha em conjunto com concreto (geralmente armado) na resistência aos esforços, reduzindo o consumo de concreto quando comparado às estruturas puramente de concreto.

Os elementos mistos podem vencer grandes vãos, sendo possível construir a estrutura sem a necessidade de escoramento para diversas condições de geometria e carregamento, diminuindo assim o custo, tempo e mão de obra para essa construção. Esse tipo de construção também possui outras vantagens, como mão de obra reduzida, menor prazo de execução e redução de resíduos. Dessa forma, a perda se torna menor e o canteiro de obras fica mais limpo, o que pode ser uma excelente saída para obras em pequenos terrenos.

Pelo fato de as fôrmas de uma laje mista do tipo *Steel Deck* serem de aço, elas assumem funções distintas no processo de construção e ao longo da vida útil da estrutura. Na etapa de construção, funcionam como fôrmas para o concreto e na etapa de utilização, entram no cálculo da resistência da estrutura como armadura positiva da laje, possibilitando a eliminação ou redução das barras de aço de armadura. Geralmente, somente as fôrmas de aço trabalhando como armadura positiva são suficientes para resistir os esforços de tração.

Nota-se uma tendência no mercado da engenharia pela utilização de métodos de construção que proporcionem diminuição no custo, tempo e emissão de CO_2 dos empreendimentos. Além disso, tem sido comprovado que as estruturas mistas são eficientes, sem perder a resistência, segurança e tempo de vida útil. Essa técnica de construção se mostrou compatível com o mercado, podendo ser utilizada em pequenas, médias e grandes obras. Porém, o dimensionamento e validação dessas estruturas necessita de uma série de verificações, sendo necessário efetuar cálculos para as fases de construção e de serviço, ou seja, antes e após a cura do concreto.

Por ser um tipo de construção pouco utilizado no Brasil, há um número menor de especialistas e projetistas nessa área, além do fato de *softwares* voltados para o dimensionamento estrutural não estarem totalmente preparados para o dimensionamento de elementos mistos.

Neste trabalho, uma ferramenta computacional foi elaborada para cálculo de pisos mistos de aço e concreto, contemplando as verificações dos estados limites últimos e de serviço, com ênfase no estado-limite de vibração excessiva devido à atividade do caminhar humano, visando automatizar o processo de verificação estrutural. A implementação de ferramentas computacionais de uso acadêmico e profissional que auxiliem no cálculo e dimensionamento de pisos mistos é importante porque contribui para a difusão do uso de sistemas estruturais mais eficientes.

Adicionalmente, abordagens sobre a verificação de vibrações em pisos mistos devido à atividade humana do caminhar são escassas na literatura nacional, porém recentemente o Projeto de Revisão NBR 8800 [3] incorporou um anexo detalhado para essa verificação, e este foi utilizado neste trabalho. Assim, o presente trabalho serve também como instrumento importante para divulgação e emprego das normas nacionais.

2 PISO MISTO DE AÇO E CONCRETO

“Denomina-se sistema misto aço-concreto àquele no qual um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista” [4].

O surgimento das estruturas mistas está estritamente relacionado ao desenvolvimento econômico, técnico e científico. Com a intenção de aproveitamento de propriedades específicas de cada material, tanto no quesito estrutural, quanto no quesito construtivo, a combinação de perfis metálicos com concreto tornou-se prática comum nos países europeus e cresce no Brasil de modo modesto [5].

Os pisos mistos são compostos pelos seguintes elementos (Figura 1).

- Viga de aço;
- Conector de cisalhamento;
- Forma de aço (*steel deck*);
- Armadura em malha soldada;
- Concreto.

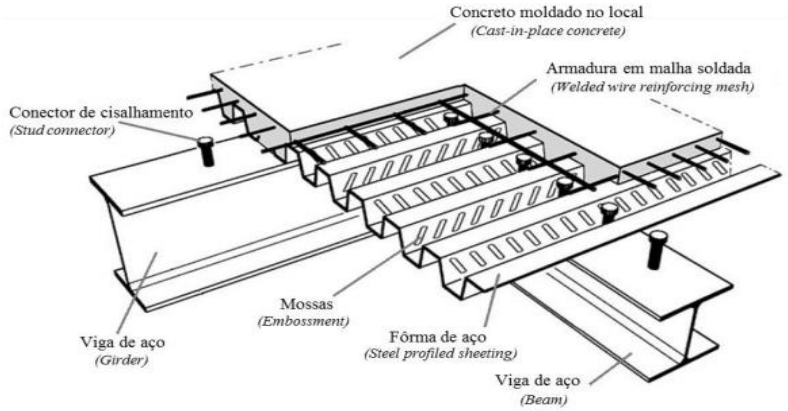


Figura 1. Laje mista de aço e concreto.
Fonte: Crisinel e O'leary [6].

Os conectores de cisalhamentos são extremamente importantes para haver a interação entre a laje mista e o perfil de aço. Na interface é preciso haver conectores, como os conectores tipo pino com cabeça (stud bolts).

As fôrmas de aço são compostas por aço galvanizado com espessuras de 0,80 mm a 1,25 mm e comprimento de até 12 metros. Possuem dupla funcionalidade, pois atuam como formas antes da concretagem e como parte do sistema estrutural como armadura positiva após a concretagem. A NBR 16421 [7] ressalta que as chapas de aço devem ser revestidas com uma massa de revestimento zincada, com e sem pintura, de no mínimo 275 g/m².

Segundo a NBR 6118 [8], estruturas de concreto armado devem possuir um cobrimento de espessura mínima de 20 a 50 mm, a depender do tipo de agressividade do ambiente onde a estrutura se encontra, para a proteção de armaduras contra-ataques físicos e químicos. Nas estruturas construídas em laje mista, as fôrmas de aço ficam expostas na parte inferior da laje. Por isso a importância do revestimento preconizado na NBR 16421 [7], para suprir a falta do cobrimento de concreto nesse tipo de estrutura.

As fôrmas de aço devem conter mossas para melhorar a aderência do concreto com a chapa. As mossas desempenham um papel importante na estrutura, pois elas, assim como os conectores, contribuem na aderência do concreto e transmitem os esforços de cisalhamento devido à flexão. O sistema estrutural de laje mista ainda possui uma malha de tela soldada que previne a aparição de trincas na superfície da laje. Além disso, pode atuar como parte da armadura positiva da estrutura, junto às fôrmas de aço, garantindo uma maior resistência do piso. Para certos casos, onde houver esforços de momento negativo, pode ser empregado o uso de armadura negativa para absorvê-los.

Para o concreto, pode-se utilizar o produto convencional, não há a necessidade de nenhuma alteração, tendo apenas que trazer resistência mínima calculada pelo projetista. Para maior facilidade, pode-se utilizar concretos autoadensáveis para melhorar a fluidez e por consequência, o preenchimento das formas.

2.1 Dimensionamento de lajes mistas

O dimensionamento das lajes mistas deve envolver obrigatoriamente as fases de construção (inicial) e de utilização (final). Desta forma, na fase inicial, ou seja, antes do concreto atingir 75% de sua resistência à compressão, a fôrma de aço deve resistir isoladamente às ações permanentes e a sobrecarga de construção [9].

O dimensionamento deve partir da premissa básica que não haja um deslizamento do concreto em relação à fôrma de aço, a qual deve transmitir o esforço cisalhante longitudinal na interface entre os dois materiais estruturais. Desta forma, a simples aderência entre aço e concreto não deve ser considerada efetiva para garantir o comportamento misto da laje. Assim, a transmissão de esforço de cisalhamento longitudinal entre as partes fica atrelada às mossas e conectores de cisalhamentos citados anteriormente.

Para balizar o dimensionamento e funcionamento das lajes mistas, a NBR 8800 [9] preconiza uma série de disposições construtivas a serem obedecidas, bem como a NBR 16421 [7] lista requisitos mínimos de fabricação das fôrmas de aço, como espessura e galvanização, entre outros requisitos.

Quanto ao dimensionamento na etapa (fase) de construção, segundo a NBR 8800 [9], durante a fase inicial, deve-se levar em consideração as solicitações de peso próprio dos componentes da construção, sobrecarga de construção e efeito de empoçamento do concreto fresco, caso exista, e utilizar as combinações últimas de construção seguindo os coeficientes de majoração e ponderação adequados com base na NBR 14762 [10] para verificar os estados limites últimos referentes a momento fletor e a força cortante de cálculo.

Quanto ao estado limite de serviço, o Anexo Q da NBR 8800 [9] solicita a verificação do deslocamento máximo da fôrma de aço sob a ação dos pesos próprios e o peso do concreto (excluindo-se a sobrecarga de construção).

Para o dimensionamento na etapa (fase) de utilização, que abrange o comportamento misto da estrutura, a NBR 8800 [9] descreve em seu Anexo Q os cálculos necessários para a determinação dos esforços resistentes de cálculo. Quanto aos estados limites últimos, a norma prevê a verificação da laje mista devido o momento fletor positivo e negativo (em caso de continuidade sobre apoios intermediários) devido às solicitações verticais, quanto ao cisalhamento longitudinal causado pela tendência do deslizamento do concreto em relação à fôrma de aço, quanto ao cisalhamento vertical da seção mista, além do efeito de punção proveniente de cargas concentradas no vão. No tocante aos estados limites de serviço, a norma preconiza que devem ser verificados a fissuração do concreto nas regiões de momento negativo, além do deslocamento vertical.

Quanto as combinações de ações, deve-se considerar todo carregamento possível sustentado pelo sistema de aço e concreto. As combinações últimas de ação devem ser calculadas considerando os valores dos coeficientes de ponderação das ações e os fatores de combinação e de redução para as ações variáveis de acordo NBR 14762 [10].

Geralmente, as verificações contidas neste item são realizadas pelos fabricantes das fôrmas de aço, que apresentam um catálogo técnico de dimensionamento do produto. Devido à necessidade de abranger as normas vigentes, entende-se que tais catálogos englobam todas as verificações e requisitos mencionados anteriormente.

2.2 Dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto

O dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto é regido pela NBR 8800 [9], especificamente o Anexo O (Vigas mistas de aço e concreto). A referida norma salienta que as vigas podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas.

Além disso, conforme o comprimento do vão e o carregamento, as vigas mistas podem receber ou não escoramento, já que a seção mista só é acionada após a cura do concreto. Tanto antes quanto depois da cura do concreto, as vigas devem ser verificadas quanto aos estados limites últimos relativos a momentos fletores e força cortante e quanto ao estado limite de serviço de flecha excessiva.

Na fase anterior a cura do concreto, as verificações ocorrem considerando os perfis metálicos resistindo a todos os esforços solicitantes, se a viga não for escorada. Na fase após a cura do concreto, considera-se o comportamento misto da estrutura. Todas as verificações devem ser realizadas de acordo com a NBR 8800 [9].

Para o dimensionamento, é necessário compreender de qual maneira a viga mista se comportará em relação ao grau de interação da ligação aço e concreto. É possível dimensioná-las por dois tipos de análises: método elástico simplificado e método plástico. O método plástico leva em conta a última resistência dos materiais, sendo esse o método utilizado para o dimensionamento das vigas mistas de alma compacta. O método elástico simplificado é recomendado nos casos em que as tensões devem ser limitadas para não ocorrer a flambagem da alma como nas vigas de alma semi-compacta.

2.3 Vibrações devidas à atividade humana

Segundo Murray *et al.* [11] a verificação do estado limite de serviço de vibrações excessivas é uma etapa importante no projeto de estruturas de piso em aço, escadas, pontes de pedestres (passarelas), estádios e ocupações projetadas em piso misto.

As especificações de projeto modernas, juntamente com a fabricação de aços e concretos cada vez mais resistentes, permitem a execução de estruturas cada vez mais leves. A utilização de tais estruturas viabilizam a execução de passarelas mais longas e esbeltas, arquibancadas de estádio com balanços mais longos. Esses avanços são de grande importância para a concepção de estruturas, visto a diminuição da parcela referente ao peso próprio das estruturas em relação às cargas solicitantes. Por outro lado, segundo Murray *et al.* [11], pisos mais leves resultam em

um aumento das vibrações do piso e como resultado, a verificação da vibração devida à atividade humana passa a ser essencial no projeto estrutural.

Atualmente, a NBR 8800 [9] apresenta em seu Anexo M denominado “Vibrações em pisos” informações sobre o tema. São apresentados apenas critérios de aceitabilidade da vibração em pisos devido às atividades humanas normais, bem como uma avaliação baseada em uma simples análise do deslocamento vertical dos pisos. Essa simples avaliação não se mostra ideal para um tema complexo e importante como a verificação de vibração de pisos para a concepção de estruturas.

Entretanto, o Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3] apresenta um método para avaliação da resposta de pisos à excitação provocada pelo caminhar de pessoas para pisos com geometria regular e carregamento que possa ser considerado uniformemente distribuído.

Além disso, o *Steel Design Guide* 11 [11] também apresenta um método de cálculo para a verificação da vibração de pisos mistos devido às ações humanas normais. Se comparados, os métodos de cálculo apresentados no Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3] e no *Steel Design Guide* 11 [11] mostram-se semelhantes, sendo ambos devidamente elucidados a seguir.

2.3.1 Critérios de aceitabilidade da resposta da estrutura

Segundo o *Steel Design Guide* 11 [11], a reação das pessoas que sentem a vibração depende muito do que estão fazendo. Pessoas em escritórios ou residências se incomodam com uma vibração “minimamente perceptível” (aceleração de pico acima de 0,5% da aceleração da gravidade), enquanto pessoas que participam de qualquer atividade aceitam vibrações 10 a 30 vezes maiores (5% a 15% da gravidade).

A sensibilidade dentro de cada ocupação também varia com a duração da vibração e o afastamento da fonte. Nota-se que esses limites são para frequências de vibração entre 4 e 8 Hz, que é a faixa de frequências de ressonância dos órgãos internos humanos. Fora dessa faixa de frequência, as pessoas aceitam acelerações mais altas, assim como mostra a Figura 2 a seguir.

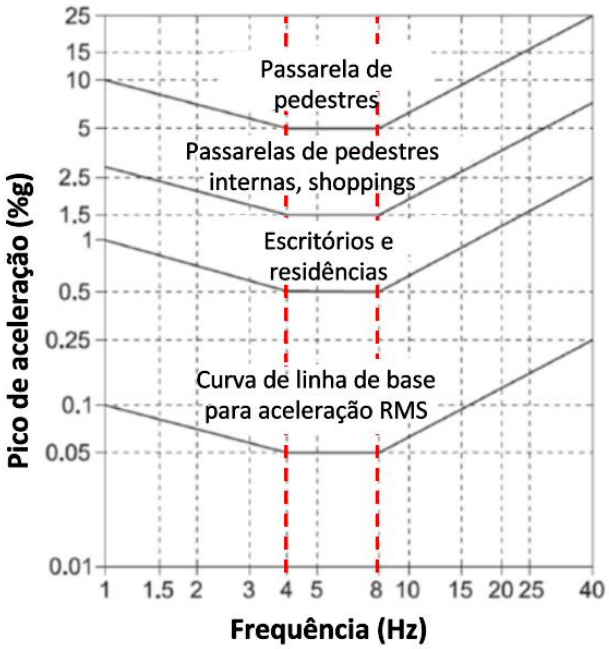


Figura 2. Limites de tolerância recomendada para o conforto humano
Fonte: Murray *et al*. [11]

Os limites de aceleração recomendados pelo *Steel Design Guide* 11 [11] são de 0,5% da aceleração da gravidade para pisos mistos de escritórios, residências, escolas, igrejas e similares. Já para shoppings e passarelas a tolerância é 1,5% da aceleração da gravidade.

Segundo o Projeto de Revisão NBR 8800 [3], a estrutura do piso é considerada adequada ao estado-limite de conforto dos usuários relativamente ao caminhar de pessoas, se a resposta da estrutura, medida em termos da aceleração de pico ou do valor eficaz da aceleração, for igual ou inferior aos limites apresentados na Tabela 1, em função da ocupação do piso.

Tabela 1. Critério de aceitabilidade para diferentes tipos de ocupação

Critérios de aceitabilidade		
Ocupação	Aceleração de pico limite (m/s²)	Fator de resposta limite
Escritórios	0,05	8
Escolas [a]	0,05	8
Área de circulação de público de centros comerciais ("mall"), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados	0,15	24
Centros comerciais e lojas em geral	0,05	8
Garagens e escadas externas	0,15	24
Passarelas e escadas externas	0,2	32
Residências e hotéis	0,05	8
Hospitais – Salas de atendimento, internação e apartamentos	0,025 a 0,05 [b]	4 a 8 [b]
Hospitais – Salas de cirurgia e laboratórios [c]	0,006 a 0,012 [d]	1 a 2 [d]

[a] Salas de aula e áreas comuns;
[b] A ser avaliada conforme a sensibilidade dos pacientes; para locais onde são internados pacientes cuja condição ou tratamento conduz a uma maior sensibilidade a movimentos, utilizar o menor valor limite;
[c] Salas de cirurgia e laboratórios convencionais; para outras situações, como centros cirúrgicos especializados ou com equipamentos eletrônicos sensíveis e laboratórios de precisão;
[d] A ser avaliada conforme o tipo de cirurgia e exames; salas de cirurgia e laboratórios onde são realizados procedimentos que requerem maior precisão, utilizar o menor valor limite.

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas [3]

Nota-se que o Projeto de Revisão NBR 8800 [3] apresenta limites para uma vasta lista de ocupações, se comparado com o *Steel Design Guide* 11 [11].

2.3.2 Cálculo da frequência fundamental ou natural dos pisos mistos

Para Murray *et al.* [11], pisos mistos são tipicamente sistemas bidirecionais que podem ter vários modos de vibração com frequências estreitamente espaçadas que são difíceis de prever com precisão usando qualquer método atual. Alguns fatores que são difíceis de incorporar na análise são a ação mista, as condições de contorno e descontinuidade, as repartições, os componentes não estruturais e a rigidez das extremidades dos membros. No entanto, o modo fundamental que geralmente fornece a maior parte da resposta total e a frequência natural fundamental podem ser calculados com bastante precisão.

O *Steel Design Guide* 11 [11] indica que a frequência natural (f_0), dada em Hz, do modo fundamental é estimada considerando o piso misto composto por vigas secundárias e vigas

primárias separadamente e depois combinando-os, como apresentado na equação a seguir (Equação 1).

$$f_0 = 0{,}18\sqrt{\frac{g}{\delta_b+\delta_p}} \quad (1)$$

Onde g é a aceleração da gravidade (m/s²), δ_b a flecha máxima das vigas secundárias (m) e δ_p a flecha máxima das vigas principais (m).

Analogamente, o Projeto de Revisão NBR 8800 [3] prevê a Equação 2 para o cálculo da frequência fundamental dos pisos mistos, considerando δ como a flecha máxima do piso, usada em milímetros na equação.

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta}} \quad (2)$$

O *Steel Design Guide* 11 [11] e o Projeto de Revisão NBR 8800 [3] limitam a frequência natural como um critério de aceitabilidade dos cálculos entre 3 e 9 Hz. Além disso, a determinação da frequência natural do piso é importante para o cálculo da aceleração de pico do mesmo, conforme explicado a seguir.

2.3.3 Cálculo da massa modal dos pisos mistos

Outro fator importante para a determinação da aceleração de pico dos pisos mistos é a determinação da sua massa modal. O *Steel Design Guide* 11 [11] divide o cálculo da massa modal (M) no cálculo da massa modal suportada pelas vigas secundárias (M_b) e pelas vigas principais (M_p). A massa modal suportada pelas vigas secundárias é dada pela Equação 3 a seguir.

$$M_b = 1{,}5 w_b B_b L_b \quad (3)$$

Sendo w_b o peso suportado pela viga secundária, incluindo seu peso próprio, dado em força por unidade de área, L_b como o comprimento das vigas secundárias e B_b como a largura colaborante ou efetiva das vigas secundárias.

Para a determinação do peso suportado pelas vigas e consequentemente pelos pisos, o *Steel Design Guide* 11 [11] recomenda a adição de uma sobrecarga devido ao caminhar humano sobre o piso. O valor dessa sobrecarga depende do tipo de ocupação para qual a edificação será destinada, sendo igual a 0,53 kN/m² para escritórios com papéis, de 0,29 a 0,38 kN/m² para escritórios com computadores e 0,29 kN/m² para residência. Não são previstas sobrecarga adicional devido ao caminhar humano para outras ocupações abordadas pela análise de verificação de vibração do *Steel Design Guide* 11 [11].

A largura colaborante ou efetiva das vigas secundárias (B_b) pode ser calculada utilizando a Equação 4.

$$B_b \leq \begin{cases} k_b \left(\frac{I_s}{D_b}\right)^{0,25} L_b = k_b \left(\frac{I_s b}{I_b}\right)^{0,25} L_b \\ \frac{2}{3} n_p L_p \end{cases} \quad (4)$$

Onde k_b é igual a 2,0 para vigas secundárias internas ou 1,0 para vigas secundárias de borda; I_s é o momento de inércia por unidade de largura da laje, dividido pela razão modular $\alpha_E = E_a/1{,}35E_c$; $D_b = I_b/b$, onde I_b é o momento de inércia da viga mista secundária e b é o espaçamento entre elas; n_p é a quantidade de vãos entre vigas principais; e L_p é o comprimento das vigas principais.
Analogamente, a massa modal ou peso efetivo suportado pelas vigas principais (M_p) é dada pela Equação 5 a seguir.

$$M_p = 1{,}5 w_p B_p L_p \quad (5)$$

Sendo w_p o peso suportado pela viga principal, incluindo o peso próprio (Força por unidade de área); L_p é o comprimento das vigas principais; e B_p a largura colaborante ou efetiva das vigas principais.

Para o caso das vigas principais, a determinação do peso suportado pode se dar simplificadamente somando o peso próprio das vigas principais com as cargas atuantes referentes as vigas secundárias. Já a determinação da largura colaborante ou efetiva das vigas principais (B_p) é realizada utilizando a Equação 6.

$$B_p \leq \begin{cases} k_p \left(\frac{I_s}{D_p}\right)^{0,25} L_p = k_p \left(\frac{I_s L_b}{I_p}\right)^{0,25} L_p \\ \frac{2}{3} n_b L_b \end{cases} \quad (6)$$

Onde k_p é igual a 1,8 em caso de utilização de conectores de cisalhamento e 1,6 se não; I_s é o momento de inércia por unidade de largura da laje, dividido pela razão modular $\alpha_E = E_a/1{,}35E_c$ (E_a é o modulo de elasticidade do aço e E_C o modulo de elasticidade do concreto); $D_p = I_p/L_b$, onde I_p é o momento de inércia da viga mista principal e L_b o comprimento das vigas secundárias; e n_b é a quantidade de vãos entre vigas secundárias.

Por fim, a massa modal do piso misto como um todo pode ser calculada combinando as massas modais determinadas para as vigas secundárias e principais. A combinação deve ser realizada de acordo com a Equação 7.

$$M = \frac{\delta_b}{\delta_b + \delta_p} M_b + \frac{\delta_p}{\delta_b + \delta_p} M_p \quad (7)$$

Onde as flechas máximas das vigas secundárias e principais podem ser calculadas pelas Equações 8 e 9.

$$\delta_b = \frac{5 w_b L_b^4}{384 E_a I_b} \quad (8)$$

$$\delta_p = \frac{5 w_p L_p^4}{384 E_a I_p} \quad (9)$$

Caso a largura colaborante ou efetiva das vigas secundárias (B_b) seja maior que o comprimento das vigas principais (L_p), deve-se reduzir a flecha máxima da viga secundárias pelo maior valor entre 0,5 e L_p/B_b.

A NBR 8800 (ABNT, 2022) apresenta uma metodologia um tanto quanto similar ao *Steel Design Guide* 11 [11] para a determinação da massa modal, porém com suas peculiaridades. No Projeto de Revisão NBR 8800 [3], a massa modal pode ser avaliada a partir de uma área efetiva de participação do piso de acordo com dois modos. O Modo A, onde o piso é controlado pela rigidez das vigas secundárias e o Modo B, onde o piso é controlado pela rigidez conjunta das vigas secundárias e principais, conforme apresentado na Figura 3.

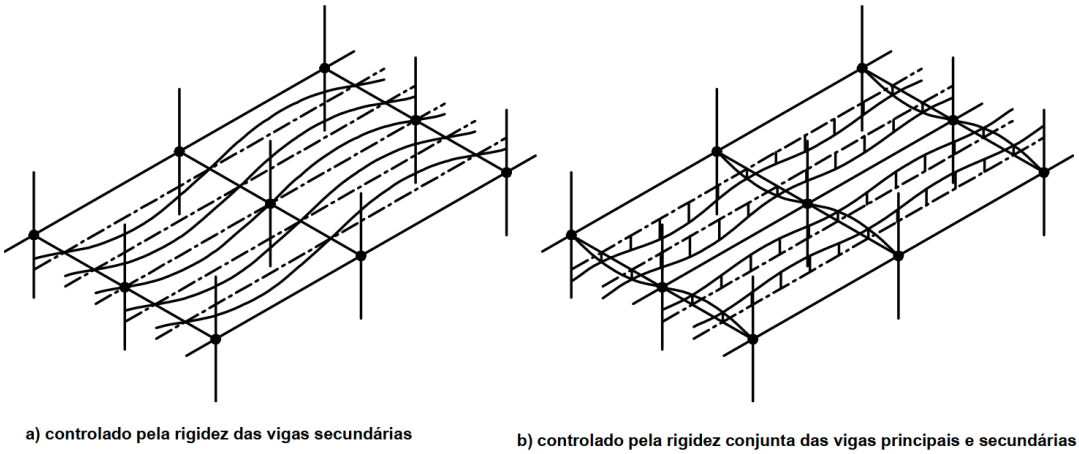


Figura 3. Modos de vibração do piso segundo o Projeto de Revisão ABNT NBR 8800:2022
Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas [3]

A massa modal do piso, partindo-se do Modo A onde piso é controlado pela rigidez das vigas secundárias, pode ser calculada a partir da Equação 10.

$$M = M_A = M_b = 0{,}5 m L_b B_b \quad (10)$$

Onde m é a massa uniformemente distribuída sobre o piso em força por unidade de área.

O cálculo da massa uniformemente distribuída sobre o piso, segundo a metodologia do Projeto de Revisão NBR 8800 [3], não considera qualquer sobrecarga adicional devido ao caminhar humano sobre o piso. Entretanto, deve-se utilizar a combinação frequente de serviço. No caso específico de análise de vibrações decorrentes do caminhar de pessoas, devem-se tomar os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 iguais a 0,1. Em alguns casos, entretanto, esses valores devem ser tomados iguais a zero, como no caso de garagens, escadas, passarelas e áreas de circulação de público de centros comerciais, de aeroportos, rodoviárias e assemelhados.

A largura colaborante ou efetiva das vigas secundárias (B_b) pode ser calculada utilizando a Equação 4 demostrada anteriormente, sendo k_b igual a 1,0 para vigas de borda de laje não

conectadas à fachada, e 2,0, nos demais casos. Além disso, I_s é o momento de inércia por unidade de largura da laje dividido pela razão modular $\alpha_E = E_a/E_c$, sendo o módulo de elasticidade do concreto tomado igual a 38 GPa para concretos de densidade normal, e 22 GPa para concretos de baixa densidade, segundo o Projeto de Revisão NBR 8800 [3].

Para o cálculo da massa modal do piso misto seguindo o Modo B, controlado pela rigidez conjunta das vigas secundárias e principais, calcula-se primeiramente a massa modal suportado pelas vigas secundárias (M_b) de acordo com o Modo A, explicado anteriormente, e segue-se com o cálculo da massa modal suportado pelas vigas principais (M_p), a partir da Equação 11 apresentada a seguir.

$$M_p = 0{,}5mL_pB_p \quad (11)$$

A largura colaborante ou efetiva das vigas principais internas (B_p) é dada pela Equação 12.

$$B_p \leq \begin{cases} 1{,}8L_p\left(\frac{I_bL_b}{I_pb}\right)^{0{,}25} \\ \frac{2}{3}n_bL_b \end{cases} \quad (12)$$

Enfim, a massa modal do piso no Modo B é dada pela Equação 13.

$$M = M_B = \frac{\delta_b}{\delta_b+\delta_p}M_b + \frac{\delta_p}{\delta_b+\delta_p}M_p \quad (13)$$

Sendo a flecha máxima referente a viga secundária (δ_b) e a flecha máxima referente a viga principal (δ_p) dadas pelas Equações 14 e 15.

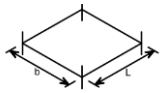
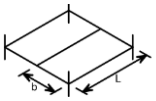
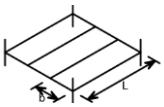
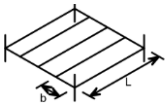
$$\delta_b = \frac{mgbL_b^4}{384E_aI_b} \quad (14)$$

$$\delta_p = \begin{cases} k\frac{mgbL_bL_p{}^3}{48E_aI_p}, & para\ n_e = 2 \\ k\frac{23mgbL_bL_p{}^3}{648E_aI_p}, & para\ n_e = 3 \\ k\frac{5mgL_bL_p{}^4}{384E_aI_p}, & para\ n_e \geq 4 \end{cases} \quad (15)$$

Onde g é a aceleração da gravidade em m/s²; n_e é o número de espaçamentos das vigas secundárias em relação à viga principal; e k dado por $0{,}5 \leq k = L_p/B_p \leq 1{,}0$.

Ademais, o deslocamento total do piso (δ), importante para a definição da frequência fundamental do sistema, pode ser determinado seguindo as Equações 16 a 22 presentes na Tabela 2 de acordo com cada modo considerado, sendo n_e o número de espaçamentos das vigas secundárias em relação à viga principal.

Tabela 2. Cálculo dos deslocamentos do piso

Arranjo das lajes de piso	n_e	Modo A	Modo B
	1	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (16)	---
	2	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (17)	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{8n_e^3 b^3 L_b}{I_p} + \frac{L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (20)
	3	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (18)	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{368n_e^3 b^3 L_b}{27I_p} + \frac{L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (21)
	4 ou mais	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{5L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (19)	$\delta = \frac{mgb}{384E}\left(\frac{5n_e^4 b^3 L_b}{I_p} + \frac{L_b^4}{I_b} + \frac{b^3}{I_s}\right)$ (22)

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas [3]

2.3.4 Determinação da aceleração de pico dos pisos e fator de resposta

Conforme citado anteriormente, a aceleração de pico dos pisos causada pela ação normal humana é um fator importante para a verificação de vibração dos pisos mistos. A determinação da aceleração de pico, dada em porcentagem da aceleração da gravidade, de acordo com o *Steel Design Guide* 11 [11], pode ser determinada pela Equação 23.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0,35 f_0}}{\beta M} \quad (23)$$

Onde β é a razão de amortecimento crítico do piso e P_0 é o força motriz, ambos definidos de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3. Valores de razão de amortecimento e força motriz de acordo com o tipo de ocupação

Tipo de edificação	β	Po (kN)
Igrejas	0,02	0,29
Shoppings	0,02	0,29
Escritórios c/ divisórias baixas	0,03	0,29
Escritórios c/ divisórias até teto	0,05	0,29
Residências	0,05	0,29
Passarelas	0,01	0,40

Fonte: Murray *et al.* [11]

A aceleração de pico encontrada deve ser igual ou inferior à aceleração de pico limite para o tipo de ocupação analisada, conforme citado no Item 2.3.1.

Analogamente, o Projeto de Revisão NBR 8800 [3] indica que a determinação da aceleração de pico dos pisos mistos deve ser realizada seguindo a Equação 24.

$$a_p = 0{,}55\frac{P_0 e^{-0{,}35 f_0}}{2M\beta} \quad (24)$$

Onde P_0 é indicado como o peso de uma pessoa, tomado igual a 750 N e M a massa modal do piso calculado pelo Modo A ou Modo B. Enquanto a razão de amortecimento crítico do piso (β) deve ser igual a 0,01 para escritórios convencionais, escolas, centros comerciais, lojas em geral, residências, hotéis e hospitais; 0,005 para escritórios corporativos, garagens, passarelas e escadas; e zero para área de circulação de público de centros comerciais("mall"), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados.

A aceleração de pico encontrada deve ser igual ou inferior à aceleração de pico limite para o tipo de ocupação analisada, conforme Tabela 1. Segundo o Projeto de Revisão NBR 8800 [3], a verificação também pode ser feita por meio da aceleração ponderada ($a_{w,rms}$) de acordo com a Equação 25.

$$a_{w,rms} = \frac{\zeta P_0}{2\sqrt{2}M\beta} W \quad (25)$$

Onde ζ é o coeficiente dinâmico que deve ser tomado igual a 0,15 para frequência fundamental igual ou inferior a 5,0 Hz e igual a 0,10 nos demais casos; W é o fator de ponderação da aceleração (adimensional), em função da frequência fundamental, que deve ser tomado igual a 1,0 para frequência $4\ Hz \leq f_0 \leq 8\ Hz$; Igual a $0{,}5\sqrt{f_0}$ para $f_0 < 4\ Hz$; E igual a $8/f_0$ para $f_0 > 8\ Hz$.

A partir da aceleração ponderada, calcula-se o Fator de resposta (R) pela Equação 26.

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0{,}005} \quad (26)$$

O fator de resposta encontrado deve ser igual ou inferior ao fator de resposta limite para o tipo de ocupação analisada, conforme Tabela 1.

3. IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

Com o objetivo de criar uma ferramenta prática e versátil para dimensionar pisos construídos em lajes e vigas mistas de aço e concreto, elaborou-se uma planilha de cálculo que, além da verificação dos estados limites últimos de momento fletor e esforço cortante e verificação do estado limite de serviço de flecha conforme a NBR 8800 [9], também verifica o estado limite de vibração excessiva em pisos mistos devido ao caminhar humano pelos critérios do Projeto de Revisão NBR 8800 [3] e do *Steel Design Guide 11* [11].

3.1 Dados de entrada

Para a utilização da planilha de cálculo, o usuário deve fornecer os seguintes dados de entrada:

A. Geometria da laje (módulo)

Neste campo da planilha, o usuário define a geometria da laje mista que ele deseja dimensionar. Para isso ele deve fornecer o comprimento e largura do piso, ambos em metros; a quantidade de vigas secundárias e primárias presentes no piso; a altura da laje mista em centímetros e a flecha limite desejada, como mostra a Figura 4.

A. DADOS DE ENTRADA		
A.1) Geometria do módulo		
DESCRIÇÃO	SÍMBOLO	VALOR
Comprimento	L_M	7,50 m
Largura	B_M	7,50 m
Quantidade de vigas secundárias	N_{vs}	2
Quantidade de vigas principais (Considerando todo o sistema)	N_{vp}	3
Espessura da chapa de aço do Polydeck 59S	t_F	**0,95 mm**
Altura da laje mista	h_{LM}	**15 cm**
Flecha limite	δ_{lim}/L	1/350
Tipo de construção para análise de vibração (Steel Design Guide 11 - 2ª Edition)	**Caso 4 - ESCRITÓRIOS C/ DIVISÓRIAS ATÉ TETO**	
Tipo de construção para análise de vibração (ABNT 8800:2022 - Anexo I)	**Caso 1 - ESCRITÓRIOS CONVENCIONAIS E ESCOLAS**	

Figura 4. Dados de entrada quanto a geometria da laje (contorno em verde).
Fonte: Autores (2023)

O usuário deve escolher ainda a espessura da forma de aço Polydeck 59S [12] dentre as opções de espessura disponibilizadas no catálogo técnico da Perfilor ArcelorMittal (0,8 mm, 0,95 mm ou 1,25 mm) e o tipo de construção para análise de vibração de acordo com o *Steel Design Guide* 11 [11] e de acordo com o Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3].

B. Propriedades dos materiais

Como o nome já diz, neste campo da planilha, o usuário deve fornecer os dados referente as propriedades mecânicas dos materiais que compõem a laje mista (Figura 5), como a resistência ao escoamento dos aços das vigas (primárias e secundárias), das formas Polydeck 59S [12], das telas antifissuração e dos conectores de cisalhamento. A resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento e a resistência característica do concreto à compressão também deve ser informadas. Todos os dados são inseridos na unidade kN/cm² (Quilonewton por centímetro quadrado).

Além disso, o usuário deve determinar o tipo de agregado utilizado na fabricação do concreto, sendo as opções: basalto/diabásio, granito/gnaisse, calcário e arenito. Por fim, o usuário deve inserir o coeficiente dos efeitos de longa duração para o cálculo das flechas nas vigas mistas, de acordo com a Figura 5.

A.2) Propriedades dos materiais		
DESCRIÇÃO	**SÍMBOLO**	**VALOR**
Tensão de escoamento das vigas (primárias e secundárias)	f_y	35,0 kN/cm²
Tensão de escoamento da forma do Polydeck 59S	f_{yF}	28,0 kN/cm²
Tensão de escoamento do aço das telas	f_{yT}	60,0 kN/cm²
Tensão de escoamento do conector de cisalhamento	f_{ych}	41,5 kN/cm²
Tensão de ruptura do conector de cisalhamento	f_{uch}	60,0 kN/cm²
Resistência característica do concreto à compressão	f_{ck}	2,5 kN/cm²
Agregado utilizado na fabricação do concreto	AG	**Granito/gnaisse**
Efeitos de longa duração - flecha nas vigas mistas	ELD	3

Figura 5. Dados de entrada das propriedades dos materiais (contorno em verde).
Fonte: Autores (2023)

C. Dimensões, propriedades e características das vigas de aço

Nesta etapa de dados de entrada da planilha de cálculo, devem ser fornecidos pelo usuário as dimensões geométricas, propriedades e características das seções dos perfis I utilizados como vigas primárias e secundárias, além de outras informações quanto ao processo de construção. Devem ser fornecidos: a altura da seção, a altura limite da viga mista, a espessura da alma do perfil, as larguras e espessuras das mesas inferior e superior.

Ademais, o usuário deve apontar o processo de execução do piso, se durante a construção as vigas serão escoradas ou não; o tipo de perfil de aço, entre soldado e laminado; e o grau de interação da viga mista, que deve ser obrigatoriamente maior que o grau de interação mínimo calculado para a viga mista.

Vale ressaltar que assim como o grau de interação mínimo da viga mista, os vãos das vigas primárias e secundárias e a altura da alma dos perfis utilizados já são calculados pela planilha.

D. Cargas distribuídas e coeficientes de ponderação

Na etapa de cargas distribuídas e coeficientes de ponderação, o usuário da planilha de cálculo deve inserir as cargas características que estão previstas para agir sobre a laje mista na etapa de construção e na etapa de utilização. as cargas distribuídas por área dos pesos próprios do Polydeck 59S [12] e da laje de concreto já são calculadas automaticamente pela planilha de cálculo, portanto, não é necessário que o usuário insira esses valores. Os cálculos dos pesos próprios são efetuados com base nas informações do peso próprio da fôrma do Polydeck 59S [12] e do consumo de concreto da laje mista, advindas do catálogo técnico do Polydeck 59S [12]. Além disso, a planilha também calcula automaticamente o peso próprio dos perfis de aço.

3.2 Dados de saída

Após a entrada de todos os dados necessários para a utilização da planilha de cálculo, explicitada no Item anterior 3.1, a planilha de cálculo retorna todos os resultados das verificações executadas.

A. Verificação do Polydeck 59S

A primeira verificação realizada pela planilha de cálculo é quanto à resistência da fôrma de aço utilizada no piso misto que está sendo dimensionado.

Logo após a apresentação da carga resistida pela fôrma de aço, calcula-se o índice de aproveitamento do Polydeck 59S [12], razão entre o valor do carregamento no piso (carga solicitante) pelo carregamento característico resistente suportado pelo Polydeck 59S [12]. Para que a estrutura seja segura, o índice de aproveitamento deve menor ou igual a 1,0 (um).

O índice de aproveitamento calculado indica o quão otimizado está o dimensionamento realizado. Quanto mais próximo de 1,0 (um), mais otimizado está o dimensionamento, e quanto mais perto de zero, menos otimizado está o dimensionamento. A partir daqui os índices de aproveitamento citados no texto e contidos na planilha de cálculo seguem a mesma lógica descrita acima.

Essa etapa de verificação da planilha de cálculo toma como base os valores de sobrecargas admissíveis úteis apresentados no catálogo técnico do Polydeck 59S [12], levando em consideração as diferentes espessuras do produto fornecidas ao mercado, os sistemas de apoios, a distância entre os vãos e a informação se a construção é escorada ou não.

B. Verificação das vigas secundárias (antes da cura)

Após a verificação do Polydeck 59S [12], é executada pela planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 a verificação das vigas secundárias na fase de construção, ou seja, antes da cura do concreto.

A planilha de cálculo determina todas as propriedades geométricas do perfil de aço das vigas secundárias que serão necessárias para o desenvolvimento dos cálculos, a saber, área bruta da seção, momento de inércia em relação ao eixo X e Y, raio de giração em relação ao eixo X e Y, módulo de resistência elástico superior e inferior em relação ao eixo X, módulo de resistência plástico em relação ao eixo X e a constante de torção.

Posteriormente calculam-se as cargas uniformemente distribuídas que agem sobre a viga na fase de construção. A partir desses valores, determina-se o momento fletor solicitante máximo de cálculo sobre a viga secundária e a força cortante solicitante máxima de cálculo. Calculando-se o momento fletor resistente e a força cortante resistente, ambos de cálculo, fazem-se as verificações estruturais quanto ao momento fletor e força cortante. Para isso, calculam-se os índices de aproveitamento, que devem ser menores ou iguais a 1,0 (um).

C. Verificação das vigas secundárias (após a cura)

No próximo item da planilha de cálculo, faz-se a verificação das vigas secundárias na etapa de utilização da construção, ou seja, após a cura do concreto.

A verificação das vigas secundárias após a cura do concreto segue basicamente a mesma estrutura de cálculo da verificação das mesmas vigas na fase de construção, com exceção dos cálculos das propriedades geométricas do perfil de aço, que já são calculadas durante a verificação na fase de construção, e do cálculo das flechas das vigas, que não são calculadas para a fase de construção.

D. Verificação das vigas principais antes da cura e após a cura

A verificação das vigas principais na fase de construção (antes da cura do concreto) e na fase de utilização (após a cura do concreto) segue as mesmas premissas e formato das verificações das vigas secundarias. A única diferença é que as cargas solicitantes de cálculo sobre as vigas principais são cargas pontuais referentes aos apoios das vigas secundárias sobre as principais, somadas a carga uniformemente distribuída de cálculo referente ao peso próprio das vigas principais.

E. Verificação da vibração do piso misto segundo o *Steel Design Guide* 11

A verificação do estado de limite de vibrações excessivas devido ao caminhar humano no piso misto de acordo com o *Steel Design Guide 11* [11] se deu no piso como um todo em um único item na planilha de cálculo, diferente das verificações dos estados limites, que foram divididas em vigas secundárias e principais.

Primeiramente, para as vigas secundárias, determinou-se a sobrecarga recomendada para vibração devido ao caminhar de acordo com o tipo de edificação escolhida durante a entrada dos dados na planilha de cálculo e somaram-se as cargas atuantes sobre a viga secundária na fase de utilização. Posteriormente, determinou-se a razão modular dinâmica entre os módulos de elasticidade do aço do perfil e do concreto da laje, que serve para a continuação dos cálculos das vigas secundárias e primárias. Definida a razão modular, prosseguiu-se com o cálculo da flecha e frequência natural das vigas secundárias e do peso efetivo do painel sobre elas.

Para as vigas principais, assim como nas vigas secundárias, determina-se a flecha da viga, a frequência fundamental e seu peso efetivo. Nesse caso, as cargas que agem sobre as vigas principais são as cargas pontuais devido ao apoio das vigas secundárias somadas ao peso próprio das vigas principais.

A partir das flechas calculadas para as vigas secundárias e principais, é possível calcular a frequência natural do piso misto. Segundo Murray *et al.* [11], para o conforto humano, é ideal que a frequência natural da laje mista fique entre 3,0 e 9,0 Hz (Hertz). Caso a frequência natural do piso seja inferior a 3,0 Hz, o mesmo deve ser avaliado a partir de outras metodologias de cálculo.
As flechas das vigas secundárias e primárias, bem como o peso efetivo calculado para ambas as vigas são utilizados no cálculo do peso efetivo do piso misto. De posse dos valores de peso efetivo e da frequência natural do piso misto, é possível determinar a aceleração da vibração devido ao caminhar humano como uma fração da aceleração da gravidade. Tal valor deve ser menor que a aceleração máxima permitida para o tipo de edificação escolhida como fração da aceleração da gravidade. Por fim, calcula-se o índice de aproveitamento, dividindo-se a

aceleração da vibração encontrada pela aceleração da vibração máxima permitida. Nesse caso, o índice de aproveitamento deve ser menor ou igual a 1,0 (um).

F. Verificação da vibração do piso misto segundo o Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3]

Assim como na verificação de vibração excessiva considerando o *Steel Design Guide* 11 [11], a análise da vibração em pisos segundo o Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3] também segue apresentado em um único item da planilha de cálculo.

Antes de iniciar de fato a verificação de vibração excessiva em piso mistos, seguindo o Projeto de Revisão NBR 8800 [3], calculou-se alguns dados importantes para a continuação da verificação. Primeiramente, definiu-se as cargas de projeto sobre a viga secundária, considerando as cargas permanentes e sobrecarga que agem sobre o piso misto por meio da combinação frequente de ações. Posteriormente, calculou-se a razão modular dinâmica entre os módulos de elasticidade do aço do perfil e do concreto da laje.

A seguir, procedeu-se o cálculo do momento de inércia da viga mista secundária, do momento de inércia da viga mista principal e do momento de inércia da laje por unidade de largura.

O Projeto de Revisão NBR 8800 [3] diz que a análise de vibrações excessivas em pisos mistos pode ser realizada a partir de dois modos, o Modo A (Piso controlado pela rigidez das vigas secundárias) e o Modo B (Piso controlado pela rigidez conjunta das vigas principais e secundárias).

Ambos os modos permitem calcular a carga modal do piso, o deslocamento, a frequência fundamental, a aceleração de pico do piso, o valor eficaz da aceleração ponderada e o seu fator de resposta.

O Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3] é aplicado a pisos mistos com frequência fundamental entre 3 Hz e 9 Hz. Além disso, a norma diz que “para evitar que a estrutura de piso entre em ressonância com o primeiro harmônico do caminhar de pessoas, sua frequência natural não deve ser inferior a 3 Hz”. Portanto, a frequência fundamental do piso fica limitada a esses valores.

A aceleração de pico do piso e o seu fator de resposta são comparados com os valores máximos para cada tipo de edificação, dispostos no Anexo I do Projeto de revisão NBR 8800 [3].

3.3 Aplicabilidade e limitações da planilha

A planilha de cálculo permite que o usuário efetue o dimensionamento de lajes mistas com fôrmas de aço do tipo Polydeck 59S [12], por meio de catálogos técnicos. O dimensionamento das vigas do piso é realizado considerando as verificações dos estados limites últimos de momento fletor e esforço cortante e do estado limite de serviço de flechas. Além disso, utilizando a ferramenta, verificam-se as vibrações excessivas no piso misto com base nos critérios de conforto humano.

Devido todas as complexidades que envolvem o dimensionamento de pisos mistos e a análise de vibração excessiva, é comum que considerações sejam feitas e condições de contorno sejam tomadas para possibilitar a automação dos cálculos. Tal fator causa limitações a planilha de cálculo, fazendo com que ela não possa se adequar a todas as situações possíveis. Na presente situação, as limitações são:

- Conforme explicitado no Item 3.2.A, a verificação da fôrma de aço realizada no item B da aba de dimensionamento da planilha de cálculo utiliza valores retirados do Catálogo Técnico do produto Polydeck 59S [12]. Por esse motivo a planilha se limita ao dimensionamento de pisos mistos construídos utilizando o Polydeck 59S [12]. Outros tipos de fôrmas metálicas disponíveis no mercado podem ser facilmente implementados à planilha de cálculo futuramente, desde que sejam implementados também os catálogos técnicos de dimensionamento dessas fôrmas metálicas, assim como feito com o catálogo do Polydeck 59S [12].

- Devido a fatores relacionados a implementação do cálculo de momento fletor máximo atuante e flecha máxima para vigas solicitadas por cargas pontuais, a quantidade de vigas secundárias é limitada a sete.

- Pensando sempre em dimensionar o caso mais crítico possível, as vigas são sempre consideradas internas. No caso das vigas secundárias isso acontece, pois, para o cálculo da largura de influência é sempre tomada a distância entre vigas adjacentes e não a metade dessa distância, como seria nos casos de vigas secundárias de borda. Para as vigas primárias, considera-se que as vigas secundárias apoiam sobre as primárias de ambos os lados. Isso faz com que as reações de apoio sejam multiplicadas por dois ao serem transmitidas às vigas principais.

- Considera somente cargas uniformemente distribuídas na superfície da laje para as verificações de cálculo dos estados limites últimos de momento fletor e esforço cortante, do estado limite de serviço de flecha e do estado limite de serviço de vibração excessiva.

- A altura da nervura da fôrma é fixada em 5,9 cm, de acordo com o padrão do Polydeck 59S [12] da Perfilor ArcelorMittal, utilizado na planilha de cálculo.

- A vibração excessiva nos pisos mistos fica restrita aos tipos de edificações previstas no Guia de Projeto de Murray *et al.* [11] e no Anexo I do Projeto de Revisão NBR 8800 [3].

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Devido à falta de exemplos numéricos na literatura, que contemplem a verificação de lajes mistas e vigas mistas secundárias e primárias, antes e depois da cura do concreto e ainda contenham a verificação de vibração excessiva em pisos mistos, fez necessário a elaboração e resolução manual de um exemplo numérico com todas essas verificações para realizar a validação da planilha de cálculo. Para a criação do exemplo, tomou-se como base o exemplo de aplicação de Fakury, Silva e Caldas [13]. Esse exemplo requer a verificação aos estados-limites

últimos causados pelo momento fletor e pela força cortante e ao deslocamento vertical (flecha). A partir do exemplo de aplicação citado, confeccionou-se o enunciado apresentado abaixo.

4.1 Exemplo de validação

O piso esquematizado da Figura 6 pertence a um edifício comercial de escritórios constituído por vigas mistas biapoiadas. A laje é mista, com fôrma Polydeck 59S [12] (aço galvanizado Z 275 estrutural ZAR 280) de 0,95 mm de espessura, altura total de 150 mm e concreto com resistência característica à compressão igual a 25 MPa e agregado graúdo de gnaisse.

Nessa laje, utilizou-se tela soldada Q-92 (barras com diâmetro de 4,2 mm, espaçadas de 150 mm) para evitar fissuras causadas por retração ou por variações de temperatura. Propôs-se para as vigas mistas secundárias internas V1 o perfil laminado W 310 x 28,3, em aço ASTM A 572 – Grau 50. E para as vigas principais V3 o perfil laminado W 410 x 85,0, em aço ASTM A 572 – Grau 50. Essas vigas são verificadas aos estados-limites últimos causados pelo momento fletor e pela força cortante e aos estados-limite de serviço de deslocamento vertical e vibração do piso. A construção não é escorada e pede-se para utilizar interação parcial, se possível. A flecha máxima admissível para vigas de piso é L/350 de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

Além dos pesos próprios, o piso deverá suportar um revestimento impermeabilizante com peso de 1,35 kN/m² e uma ação variável total de 5 kN/m². Deve ser considerada, ainda, uma sobrecarga de construção de 1,0 kN/m².

Para a entrada de dados na planilha, considera-se:

- Peso específico do aço: $\gamma_a = 79{,}0\ kN/m^3$
- Peso específico do concreto armado: $\gamma_{conc,a} = 25\ kN/m^3$
- Peso do Polydeck 59S de 0,95 mm de espessura: $10{,}86\ kgf/m^2$
- Consumo de concreto para laje com 15,0 cm de espessura: $0{,}117\ m^3/m^2$

Mais informações sobre as lajes mistas podem ser obtidas do catálogo técnico do Polydeck 59S [12].

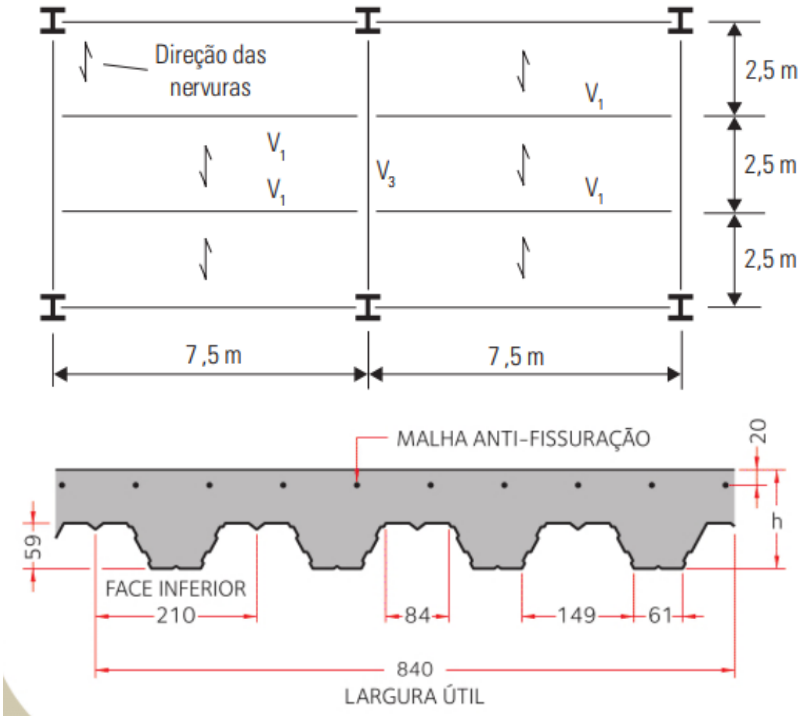


Figura 6. Dimensões da estrutura
Fonte: Autores (2023)

4.2 Comparação entre os resultados da planilha de cálculo e do exemplo de validação

Após a resolução manual do exemplo de validação e a sua implementação na planilha, tornou-se possível comparar os valores encontrados na planilha de cálculo com os resultados obtidos na resolução do exemplo. As diferenças em porcentagem obtidas com a comparação dos valores seguem apresentadas nas Tabelas 4 a 10.

Tabela 4. Comparação dos valores do Item B da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

B. VERIFICAÇÃO DO POLYDECK 59S				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Carga solicitante característica total sobreposta ao Polydeck 59S	kN/m²	6,35	6,35	0,00%
Carga resistente característica total sobreposta ao Polydeck 59S	kN/m²	12,76	12,76	0,00%
Área de aço - controle da fissuração do concreto (CA-60)	cm²/m	0,91	0,91	0,00%

Fonte: Autores (2023)

Tabela 5. Comparação dos valores do Item C da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

C. VERIFICAÇÃO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS (ANTES DA CURA)				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Momento fletor solicitante de cálculo	kN.m	91,59	91,55	0,05%
Momento fletor resistente de cálculo	kN.m	127,15	125,33	1,44%
Força cortante solicitante de cálculo	kN	48,85	48,83	0,04%
Força cortante resistente de cálculo	kN	353,95	348,89	1,43%

Fonte: Autores (2023)

Tabela 6. Comparação dos valores do Item D da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

D. VERIFICAÇÃO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS (APÓS A CURA)				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Momento fletor solicitante de cálculo	kN.m	241,70	241,66	0,02%
Momento fletor resistente de cálculo	kN.m	249,19	244,06	2,06%
Força cortante solicitante de cálculo	kN	128,91	128,88	0,02%
Força cortante resistente de cálculo	kN	353,95	348,89	1,43%
Momento fletor solicitante de cálculo devido às ações atuantes antes da cura	kN.cm	5530,40	5530,40	0,00%
Momento fletor solicitante de cálculo devido às ações atuantes após a cura	kN.cm	11162,11	11162,11	0,00%
Flecha - Perfil de aço isolado	cm	3,04	3,04	0,00%
Flecha - Ações permanentes	cm	0,42	0,42	0,39%
Flecha - Ações variáveis de curta duração	cm	0,76	0,744	1,50%
Flecha - Ações variáveis de longa duração	cm	0,62	0,62	0,43%
Flecha máxima	cm	4,84	4,83	0,22%
Flecha limite	cm	2,14	2,14	0,00%
Contra flecha indicada	cm	3,00	3,00	0,00%

Fonte: Autores (2023)

Tabela 7. Comparação dos valores do Item E da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

E. VERIFICAÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS (ANTES DA CURA)				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Momento fletor solicitante de cálculo	kN.m	251,11	251,10	0,00%
Momento fletor resistente de cálculo	kN.m	500,80	494,89	1,18%
Força cortante solicitante de cálculo	kN	101,36	101,40	0,04%
Força cortante resistente de cálculo	kN	867,74	855,34	1,43%

Fonte: Autores (2023)

Tabela 8. Comparação dos valores do Item F da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

F. VERIFICAÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS (APÓS A CURA)				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Momento fletor solicitante de cálculo	kN.m	652,00	651,20	0,12%
Momento fletor resistente de cálculo	kN.m	851,42	839,02	1,46%
Força cortante solicitante de cálculo	kN	261,79	261,40	0,15%
Força cortante resistente de cálculo	kN	867,74	855,34	1,43%
Momento fletor solicitante de cálculo devido às ações atuantes antes da cura	kN.cm	15344,14	15344,14	0,00%
Momento fletor solicitante de cálculo devido às ações atuantes após a cura	kN.cm	29765,63	29765,63	0,00%
Flecha - Perfil de aço isolado	cm	1,47	1,47	0,00%
Flecha - Ações permanentes	cm	0,32	0,32	0,11%
Flecha - Ações variáveis de curta duração	cm	0,52	0,53	0,00%
Flecha - Ações variáveis de longa duração	cm	0,47	0,47	0,08%
Flecha máxima	cm	2,78	2,77	0,21%
Flecha limite	cm	2,14	2,14	0,00%
Contra flecha indicada	cm	1,00	1,00	0,00%

Fonte: Autores (2023)

Tabela 9. Comparação dos valores do Item G da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

G. VERIFICAÇÃO DA VIBRAÇÃO DA LAJE MISTA (*Steel Design Guide* 11 - 2ª Edition)				
G.1) Vigas secundárias				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Deflexão no meio do vão da viga devido à carga distribuída	cm	1,75	1,75	0,21%
Frequência natural fundamental	Hz	4,26	4,26	0,09%
Peso efetivo sobre a viga	kN	563,79	564,75	0,17%
G.2) Vigas principais				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Deflexão no meio do vão da viga devido à carga distribuída	cm	0,88	0,88	0,00%
Frequência natural fundamental	Hz	6,00	6,01	0,00%
Peso efetivo sobre a viga	kN	382,22	381,75	0,00%
G.3) Efeitos combinados para a verificação da laje mista				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Frequência natural fundamental da laje	Hz	3,47	3,47	0,04%
Peso efetivo combinado da laje	kN	502,95	503,56	0,12%
Aceleração da vibração devido ao caminhar como uma fração da aceleração da gravidade	-	0,00	0,00	0,23%

Fonte: Autores (2023)

Tabela 10. Comparação dos valores do Item H da planilha de cálculo DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS_v.1.0 com os do exemplo de validação

H. VERIFICAÇÃO DA VIBRAÇÃO DA LAJE MISTA (Projeto de Revisão ABNT 8800:2022 - Anexo I)				
H.1) Modo A - Piso controlado pela rigidez das vigas secundárias				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Carga modal do piso relativo à viga secundária	kN	368,83	368,67	0,04%
Deslocamento do piso	cm	1,75	1,75	0,01%
Frequência fundamental	Hz	4,31	4,31	0,01%
Aceleração de pico	m/s²	0,01	0,01	0,07%
Valor eficaz da aceleração ponderada	m/s²	0,01	0,01	2,65%
Fator de resposta	-	2,16	2,16	0,01%
H.2) Modo B – Piso controlado pela rigidez conjunta das vigas principais e secundárias				
Descrição	Unidade	Planilha criada	Exemplo de validação	Diferença
Carga modal do piso relativo às vigas conjuntas	kN	368,83	368,67	0,04%
Deslocamento do piso	cm	1,58	1,58	0,08%
Frequência fundamental	Hz	4,53	4,63	2,24%
Aceleração de pico	m/s²	0,01	0,01	3,89%
Valor eficaz da aceleração ponderada	m/s²	0,01	0,01	0,15%
Fator de resposta	-	2,16	2,16	0,06%

Fonte: Autores (2023)

Analisando as diferenças encontradas, é possível notar que os resultados do exemplo de validação se aproximam bastante dos resultados da planilha de cálculo, sendo que em alguns casos, os valores comparados são iguais. Dos 58 valores comparados nas tabelas apresentadas acima, 46 deles apresentaram diferença menor do que 1,00%, o que representa 79,31% dos valores comparados.

Também é possível notar que as maiores diferenças percentuais são referentes a valores muito pequenos, para os quais qualquer variação no valor resultaria em uma diferença percentual mais elevada. Tal fato pode ser explicado pelas aproximações feitas na resolução manual do exemplo de validação. Apesar disso, a maior variação foi de 3,89%, onde o valor passa a divergir na terceira casa decimal. Todos os outros deram valores menores que 2,66%.

A Figura 7 resume visualmente as estatísticas das comparações realizadas entre os resultados da planilha e do exemplo de validação.

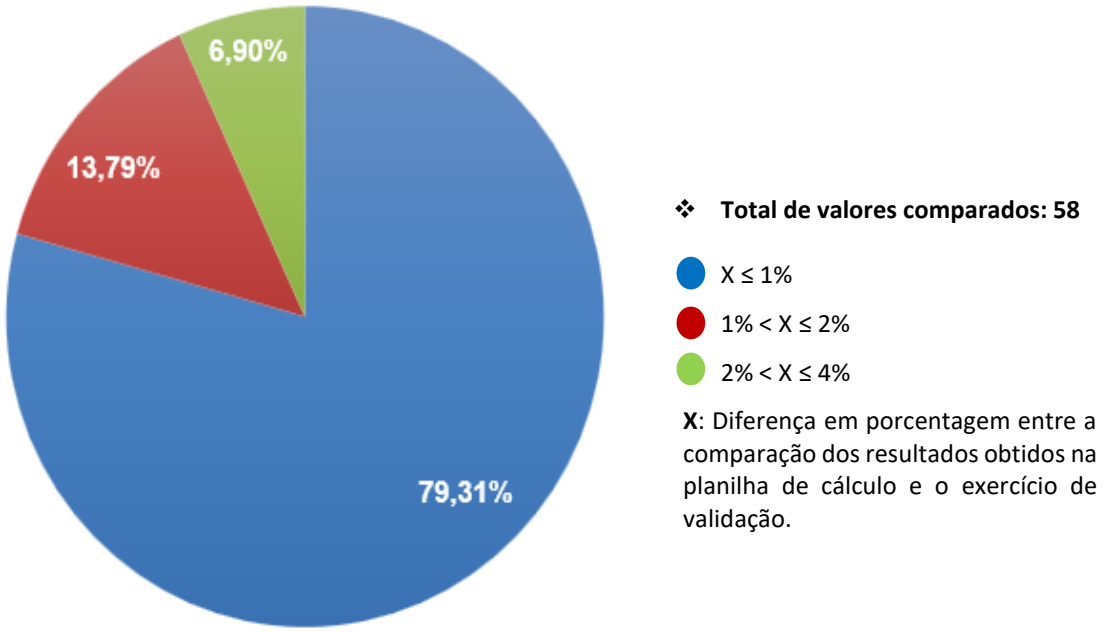


Figura 7. Análise percentual comparativa da planilha de cálculo com o exemplo de validação.
Fonte: Autores (2023)

5. CONCLUSÃO

Ao longo desse trabalho foi desenvolvida uma ferramenta de cálculo que inclui a verificação de pisos mistos quanto à vibração devida ao caminhar humano, de acordo com o Projeto de Revisão NBR 8800 [3] e o *Steel Design Guide* 11 – 2ª *Edition* [11]. Essa verificação é realizada por ambas as normas, trazendo assim maior precisão e segurança no cálculo da estrutura, além de proporcionar agilidade e automatização no procedimento de dimensionamento de pisos mistos.

Toda a etapa de cálculo é feita de forma automática, a partir da entrada de dados dos parâmetros na planilha, com isso o processo acaba se tornando mais dinâmico e de simples compreensão. Para validação dos cálculos feitos pela planilha, um exemplo teórico foi resolvido manualmente, fazendo-se assim uma verificação dos cálculos de cada etapa da planilha. Além disso, adicionou-se uma extensão para essa ferramenta, a etapa de análise de vibração.

É notável a importância dessa ferramenta computacional, já que devido a sua abrangência quanto aos dados de entrada e capacidade de calcular diversas estruturas diferentes com diferentes carregamentos, a planilha é capaz de avaliar de forma automatizada melhores alternativas para a estrutura, gerando assim maior velocidade na etapa de planejamento e projeto de pisos mistos.

Cabe ressaltar que hoje, não existe *software* nacional, disponibilizado à comunidade, que realize o dimensionamento completo de estruturas de pisos mistos. Por isso, ter uma ferramenta precisa e completa como a planilha aqui desenvolvida é de extrema importância e contribuirá para a difusão e uso da tecnologia de estruturas mistas em projetos estruturais no Brasil, seja no ensino, seja em projetos.

Agradecimentos

Os autores agradecem a Universidade Federal do Espírito Santo e a empresa ArcelorMittal pelo apoio financeiro fornecido durante o desenvolvimento desse trabalho. A quarta autora agradece ao CNPq pela sua bolsa de produtividade nº 309741/2020-3.

REFERÊNCIAS

1 Rodgers L. Aquecimento Global: a gigantesca fonte de CO2 que está por toda parte, mas você talvez não saiba. BBC News Brasil. 2018 Dec 17. Disponível em: https://www.bbc.com/portuguese/geral-46591753.

2 RESENDE, N. Uma Breve História do Concreto Armado. Clube do Concreto. 2013 july 31. Disponível em: http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/09/uma-breve-historia-do-concreto-armado.html.

3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de Revisão ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2022. 277 p.

4 Queiroz G, Pimenta RJ, Martins AG. Estruturas Mistas. 2ª ed. Rio de Janeiro: INSTITUTO AÇO BRASIL / CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO; 2012.

5 Alva GMS, Malite M. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. Cadernos de Engenharia de Estruturas. 2005; 7(25): 49-82.[citado 2023 maio 31]

6 Crisinel M, O'Leary D. Composite Floor Slab Design and Construction. Structural Engineering International. 1996 Feb;6(1):41-46. Informa UK Limited. Disponível em: http://dx.doi.org/10.2749/101686696780495923.

7 Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16421: Telha-fôrma de aço colaborante para laje mista de aço e concreto - requisitos e ensaios. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 10 p.

8 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 238 p.

9 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. 247 p.

10 Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 87 p.

11 MURRAY TM. *et al*. *Steel Design Guide* 11: vibrations of steel-framed structural systems due to human activity. 2. ed. Washington: American Institute of Steel Construction; 2016.

12 Perfilor ArcelorMittal. Catálogo Técnico Polydeck 59S. São Paulo: Perfilor ArcelorMittal, 2016. 3 p.

13 FAKURY RH; SILVA, ALRC; CALDAS RB. Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2017.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

AVALIAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE VIGAS DE AÇO ATRAVÉS DE ABORDAGEM COMPUTACIONAL

Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal[1]
Cilmar Donizeti Basaglia[2]
Roberval José Pimenta[3]
Ricardo Hallal Fakury[4]

Resumo

As vigas de aço com seção transversal tipo "I" são bastante utilizadas para composição de sistemas estruturais de pavimentos mistos de aço e concreto para edificações, galpões para uso geral, banzos de treliças metálicas, dentre outras aplicações. A geometria de seção é caracterizada por uma elevada eficiência estrutural e rigidez à flexão em torno do eixo de maior inércia, possibilitando uma concepção arquitetônica com vãos livres mais amplos, redução na altura dos pavimentos e otimização no consumo de aço. No entanto, as vigas de aço tipo "I" apresentam baixa rigidez à torção e à flexão em torno da menor inércia, demandando a especificação de elementos estruturais adicionais que garantam travamentos laterais e evitem redução na capacidade resistente. A avaliação do momento resistente de vigas de aço pode ser realizada através da consideração explícita das características de seção transversal, condições de contorno e de carregamento e distância entre contenções laterais que restrinjam a translação lateral (fora do plano) e a rotação em torno do eixo longitudinal. O objetivo do presente artigo é apresentar uma abordagem alternativa para obtenção do momento resistente, baseada na determinação do momento crítico de flambagem elástica e que dispensa a necessidade de determinação explícita da distância entre contenções laterais (comprimento l_b).

Palavras-chave: Flambagem Lateral com Torção; Estabilidade elástica; Estruturas de aço; Vigas de aço.

COMPUTATIONAL APPROACH FOR EVALUATION OF LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF STEEL BEAMS

Abstract

The steel beams, composed by "I" sections", are widely used for composite floor structural systems, portal frames, chords of steel trussed members and other types of structures. The geometry of the cross-section is associated to elevated structural efficiency and flexural stiffness about major axis, which guarantee an architectural conception defined by wide spans, reduced floor thickness and optimized steel consumption. However, the steel beams with "I sections" present low torsional and minor-axis flexural stiffnesses, which demand additional structural members to provide lateral restraints and avoid loss of bending capacity. The evaluation of moment capacity of steel beams usually takes into account the cross-sectional properties,

boundary conditions, load patterns and distance between lateral restraints for both out-of-plane translation and rotational about longitudinal axis. The main objective of this work is present an alternative approach to determine the bending capacity, based on elastic critical moment and which is not explicitly associated to the distance between lateral restraints (unbraced length l_b)

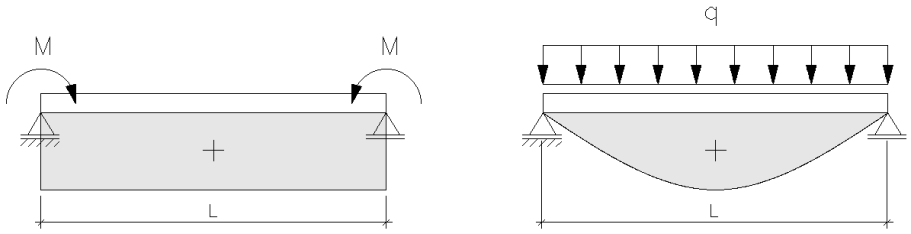
Keywords: Lateral-torsional buckling; Elastic Stability; Steel structures; steel beams;

[1] Faculdade de Arquitetura – Universidade Federal da Bahia (UFBA)
[2] Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)
[3] CODEME Engenharia
[4] Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG)

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento das vigas de aço, sujeitas à Flambagem Lateral com Torção (FLT), é realizado através de recomendações estabelecidas por normas técnicas (ABNT NBR 8800, ANSI/AISC 360, dentre outras), em função de diferentes variáveis, tais como: (a) características geométricas de seção transversal, (b) características do aço, (c) condições de contorno, (d) natureza do carregamento, (e) ponto de aplicação do carregamento em relação ao centro de cisalhamento, (f) disposição dos travamentos laterais, dentre outros aspectos.

O ponto de partida para a avaliação das vigas geralmente é fundamentado no estudo de estabilidade elástica de elementos simplesmente apoiados, submetidos à ação de binários de extremidade (curvatura simples) e vínculos de "garfo" na região dos apoios (Figura 1a). Para outras condições típicas de carregamentos (Figura 1b), o Coeficiente C_b pode ser utilizado.



(a) (b)

Figura 1 – Diagramas de carregamentos e de momentos fletores para situações usuais

A partir da avaliação da estabilidade elástica e de resultados de ensaios experimentais e computacionais, as normas e a literatura técnica indicam expressões analíticas para a determinação do momento resistente, incluindo os efeitos de não linearidade geométrica, não linearidade do material e imperfeições geométricas.

Na Figura 2, são representadas diferentes curvas de momento resistente nominal (M_n) em função do parâmetro de esbeltez λ (definido pela razão l_b/r_y), associadas a diferentes valores de Coeficiente C_b e baseadas nas equações Eq.1, Eq.2 e Eq,3 (proposta de revisão da ABNT NBR 8800).

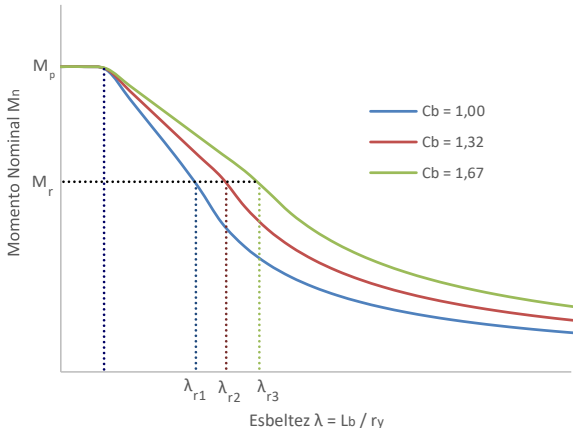


Figura 2 – Momento nominal em função do parâmetro de esbeltez $\lambda = l_b/r_y$ (proposta de revisão da ABNT NBR 8800)

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_n = M_p \quad \text{.....Eq.1}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_n = M_p - (\lambda - \lambda_p)/(\lambda_r - \lambda_p) \cdot (M_p - M_r) \quad \text{.....Eq.2}$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow M_n = C_b \cdot M_{cr0} \quad \text{.....Eq.3}$$

$$\lambda_p = 1{,}76\sqrt{E/f_y} \quad \text{.....Eq.4}$$

$$\lambda_r = \frac{1{,}38 \cdot C_b \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot {\beta_1}^2}{{C_b}^2 \cdot I_y}}} \quad \text{.....Eq.5}$$

$$\beta_1 = (f_y - \sigma_r) \cdot W_x/(E \cdot J) \quad \text{.....Eq.6}$$

onde M_p é o momento de plastificação total;

M_r é o momento de início da plastificação;

M_{cr0} é o momento de flambagem lateral com torção elástica, referente a uma viga biapoiada, sujeita a binários que produzem curvatura simples e vínculos de "garfo" nas extremidades (Figura 1a);

E e f_y representam o módulo de elasticidade longitudinal e a tensão limite de escoamento do aço, respectivamente;

I_y e r_y representam o momento de inércia e o raio de giração associados ao eixo paralelo à alma do perfil de seção transversal tipo "I", respectivamente;

J e C_w representam a constante de torção e constante de empenamento da seção transversal, respectivamente;

W_x é o módulo resistente elástico, associado ao eixo perpendicular à alma do perfil;

σ_r representa a tensão residual, usualmente admitida como $30\% \cdot f_y$;

O momento resistente nominal também pode ser determinado através de uma abordagem alternativa, baseada no parâmetro de esbeltez reduzida. Embora a abordagem não seja adotada por normas técnicas como ANSI/AISC 360:2016 e CSA S16:2019, a obtenção do momento nominal em função da esbeltez reduzida (λ_{FLT}) é bastante usual em pesquisas e artigos científicos sobre a análise experimental e computacional relacionadas à Flambagem Lateral com Torção (FLT). A abordagem baseada na esbeltez reduzida também é prevista pelo *Eurocode* 3 (EN-1993-1-1:2005).

Algumas das principais vantagens associadas à metodologia referem-se à dispensa da necessidade de determinação do Coeficiente C_b e a possibilidade de utilização direta dos resultados computacionais de estabilidade elástica para dimensionamento de vigas, especialmente para condições de contorno e carregamentos não convencionais.

A equação Eq.7, indicada a seguir, estabelece que o momento nominal pode ser expresso a partir do fator de redução global (χ) e do momento de plastificação total (M_p). As equações Eq.8, Eq.9, Eq.10 e Eq.11 constam na proposta de revisão da ABNT NBR 8800 e definem os parâmetros de esbeltez reduzida e os valores do fator de redução global.

Observa-se que a proposta de revisão da ABNT NBR 8800 estabeleceu os valores de 0,4 e 1,4 para definição da transição entre as fases plástica/inelástica e inelástica/elástica, respectivamente. Valores semelhantes foram propostos por Fukumoto & Kubo (1977), a partir de estudos analíticos e experimentais sobre a Flambagem Lateral com Torção (FLT).

$$M_n = \chi \cdot M_p \quad \text{Eq.7}$$

$$\lambda_{FLT} = \sqrt{M_p / M_{cr}} \quad \text{Eq.8}$$

$$\lambda_{FLT} \leq 0{,}4 \rightarrow \chi = 1{,}0 \quad \text{Eq.9}$$

$$0{,}4 < \lambda_{FLT} \leq 1{,}4 \rightarrow \chi = 1 - 0{,}49 \cdot (\lambda_{FLT} - 0{,}4) \quad \text{Eq.10}$$

$$\lambda_{FLT} > 1{,}4 \rightarrow \chi = 1/{\lambda_{FLT}}^2 \quad \text{Eq.11}$$

2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE ELÁSTICA DE VIGAS DE AÇO

A análise de estabilidade elástica de vigas de aço representa a 1ª etapa para determinação do momento resistente e pode ser realizada através de soluções analíticas e computacionais. As

soluções analíticas geralmente envolvem a resolução de equações diferenciais e são utilizadas em situações usuais e de menor complexidade técnica.

A abordagem computacional possibilita uma avaliação mais rápida, precisa e generalizada de problemas reais de engenharia. Variáveis como a posição do carregamento em relação ao centro de cisalhamento, influência da não uniformidade no diagrama de momentos fletores e a inclusão de travamentos laterais em apenas uma das mesas são relativamente simples de serem analisadas computacionalmente.

Nesse contexto, o presente capítulo apresenta um comparativo entre momentos críticos elásticos, obtidos através dos *softwares* ANSYS, GBTUL (Bebiano, Camotim & Gonçalves, 2018) e LTBEAM N, para diferentes carregamentos e tipos de seção transversal (duplamente simétricas e monossimétricas). A Figura 3 representa as dimensões genéricas de seções transversais analisadas e indicadas na Tabela 1.

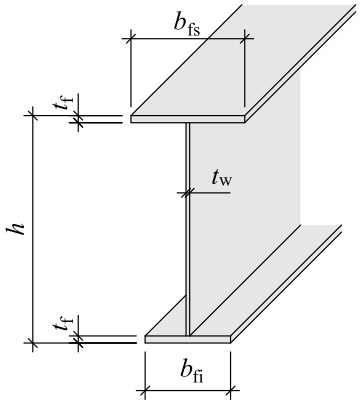


Figura 3 – Dimensões das seções transversais avaliadas

Tabela 1 – Comparativo entre momentos críticos elásticos computacionais

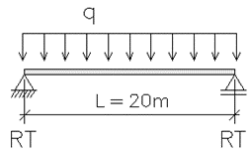
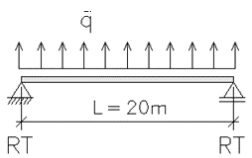
Carregamento & Condições de Contorno	Perfil I h x b_{fs} | b_{fi} x t_{fs} x t_w	Momento Crítico M_{cr} [kN . m]			Razão M_{cr2} / M_{cr1}	Razão M_{cr3} / M_{cr1}
		M_{cr1} ANSYS	M_{cr2} LTBEAM	M_{cr3} GBTUL		
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	846,26	834,27	825,20	0,986	0,975
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	874,16	863,33	857,00	0,988	0,980
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	904,40	894,10	889,75	0,989	0,984
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	936,74	926,99	924,60	0,990	0,987
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	971,61	962,03	961,70	0,990	0,990
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	360,41	352,31	359,51	0,978	0,998
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	455,16	446,60	451,10	0,981	0,991
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	583,67	572,86	578,00	0,981	0,990
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	754,83	743,45	746,70	0,985	0,989
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	971,47	962,03	961,70	0,990	0,990

Tabela 1 (Continuação)

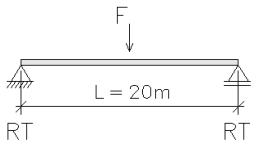
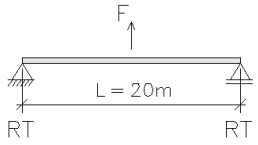
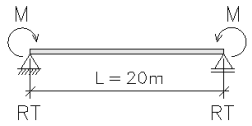
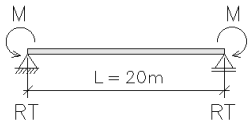
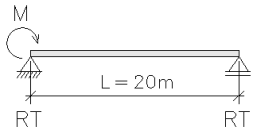
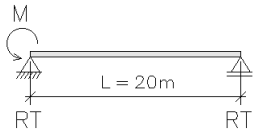
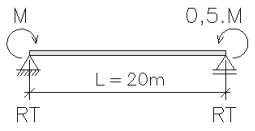
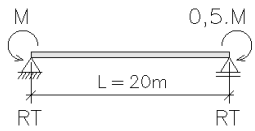
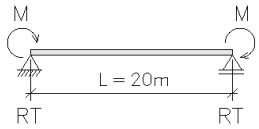
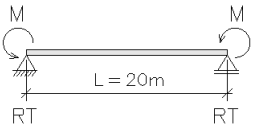
Carregamento & Condições de Contorno	Perfil I h x b_{fs} | b_{fi} x t_{fs} x t_w	Momento Crítico M_{cr} [kN . m]			Razão M_{cr2} / M_{cr1}	Razão M_{cr3} / M_{cr1}
		M_{cr1} ANSYS	M_{cr2} LTBEAM	M_{cr3} GBTUL		
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	997,12	994,91	974,98	0,998	0,978
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	1029,31	1034,20	1016,55	1,005	0,988
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	1068,58	1075,00	1058,4	1,006	0,990
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	1114,36	1115,80	1101,5	1,001	0,988
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	1167,09	1158,70	1146,2	0,993	0,982
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	428,70	415,91	424,19	0,970	0,989
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	550,24	530,28	541,9	0,964	0,985
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	709,00	687,18	690,45	0,969	0,974
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	914,35	893,75	891,8	0,977	0,975
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	1166,97	1158,70	1146,2	0,993	0,982
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	741,11	732,65	734,05	0,989	0,990
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	767,30	758,46	761,3	0,988	0,992
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	795,51	787,57	788,73	0,990	0,991
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	825,79	818,86	818,48	0,992	0,991
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	858,61	850,78	850,62	0,991	0,991
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	329,53	318,84	321,32	0,968	0,975
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	409,57	398,68	400,65	0,973	0,978
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	520,35	509,67	512,03	0,979	0,984
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	669,19	658,14	660,52	0,983	0,987
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	858,39	850,78	850,62	0,991	0,991
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	1354,00	1343,90	1340,6	0,993	0,990
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	1402,92	1391,10	1389,1	0,992	0,990
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	1454,74	1446,40	1439,8	0,994	0,990
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	1509,29	1493,80	1493,47	0,990	0,990
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	1567,28	1550,30	1550,17	0,989	0,989
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	570,79	550,44	551,11	0,964	0,966
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	727,32	706,81	707,9	0,972	0,973
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	938,32	923,07	920,3	0,984	0,981
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	1217,67	1206,80	1198,3	0,991	0,984
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	1569,18	1550,30	1550,1	0,988	0,988
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	977,30	970,63	969,8	0,993	0,992
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	1011,77	1005,00	1003,6	0,993	0,992
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	1048,84	1037,90	1039,8	0,990	0,991
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	1088,56	1078,70	1078,8	0,991	0,991
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	1131,52	1127,20	1120,9	0,996	0,991
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	430,71	415,80	419,05	0,965	0,973
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	537,63	523,97	525,3	0,975	0,977
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	684,71	671,55	673,26	0,981	0,983
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	881,76	870,05	869,79	0,987	0,986
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	1131,86	1127,20	1120,95	0,996	0,990

Tabela 1 (Continuação)

Carregamento & Condições de Contorno	Perfil I h x b_{fs} | b_{fi} x t_{fs} x t_w	Momento Crítico M_{cr} [kN . m]			Razão M_{cr2} / M_{cr1}	Razão M_{cr3} / M_{cr1}
		M_{cr1} ANSYS	M_{cr2} LTBEAM	M_{cr3} GBTUL		
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	884,30	853,19	839,09	0,965	0,949
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	1181,86	1156,40	1137,8	0,978	0,963
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	1543,44	1529,50	1499,7	0,991	0,972
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	1937,13	1925,10	1885,5	0,994	0,973
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	2294,30	2313,30	2234,46	1,008	0,974
	800 x 400 | 200 x 25 x 12,5	889,32	850,48	839,09	0,956	0,944
	800 x 400 | 250 x 25 x 12,5	1188,03	1153,00	1137,8	0,971	0,958
	800 x 400 | 300 x 25 x 12,5	1550,75	1535,30	1499,7	0,990	0,967
	800 x 400 | 350 x 25 x 12,5	1945,64	1936,60	1885,5	0,995	0,969
	800 x 400 | 400 x 25 x 12,5	2304,05	2313,30	2234,46	1,004	0,970
Legenda: q: carregamento distribuído | F: Força Concentrada | T: Restrição à translação "fora do plano" | R: Restrição à rotação em torno do eixo longitudinal						

A Tabela 1 apresenta os valores de momentos críticos elásticos, considerando diferentes condições de contorno e de carregamentos, e um comparativo entre resultados obtidos através de distintas ferramentas computacionais.

Os resultados indicam boa correlação entre os dados obtidos através softwares ANSYS (M_{cr1}), LTBEAM N (M_{cr2}) e GBTUL (M_{cr3}). Os valores médios associados às razões M_{cr2}/M_{cr1} e M_{cr3}/M_{cr1} totalizam 98,6% e 98,2%, respectivamente. Os respectivos desvios padrões são baixos e valem 1,13% e 1,11%.

3 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE AÇO

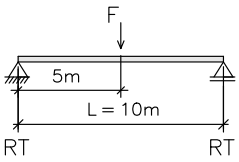
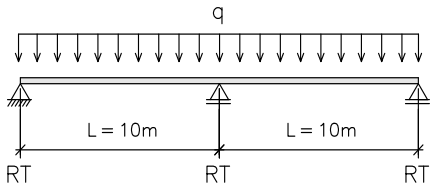
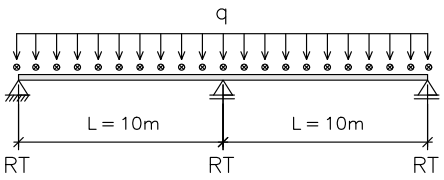
O dimensionamento de vigas de aço pode ser realizado computacionalmente, através da avaliação da estabilidade elástica, esbeltez reduzida e do fator de redução global (χ), permitindo que os engenheiros resolvam situações não triviais como, por exemplo, a influência de travamentos laterais contínuos na mesa tracionada e aplicação do carregamento em diferentes posições de seção transversal.

Nesse contexto, no presente capítulo, o dimensionamento de vigas de aço é desenvolvido para diferentes condições de contorno e de carregamentos, através da abordagem computacional.

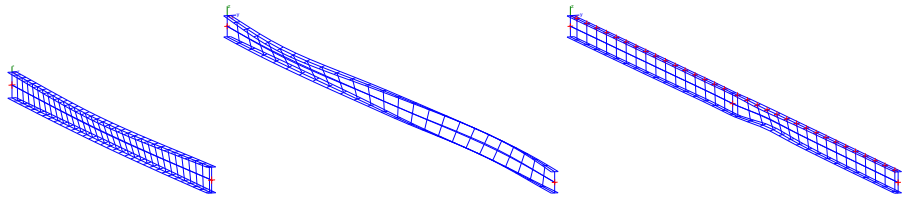
A Tabela 2 ilustra 3 (três) situações típicas: (a) vigas simplesmente apoiadas com força concentrada no meio do vão e vínculos de “garfo” nas extremidades, (b) vigas contínuas sujeitas a carregamentos distribuídos e vínculos de “garfo” nas regiões de apoio e (c) vigas contínuas sujeitas a carregamentos distribuídos, vínculos de “garfo” nas regiões de apoio e travamento lateral contínuo (translação fora do plano) da mesa superior.

Em todos os casos estudados, a viga de aço é composta pelo perfil W460 x 52,0 e aço ASTM A572 Gr 50. É importante ressaltar os carregamentos são aplicados em 3 (três) diferentes posições na seção transversal (semialtura, mesa superior e mesa inferior), conforme indicado na Tabela 2.

Tabela 2 – Momento resistente de cálculo (M_{Rd}) à Flambagem Lateral com Torção (FLT), através de abordagem computacional

Condições de contorno e carregamentos	Posição do carregamento		Momento Mcr1 [kN.cm]	Esbeltez λ0 -	Fator χ -	Momento MRd1 [kN.cm]
	1	Semialtura	7306	2,275	0,193	6642
	2	Mesa Superior	5439	2,637	0,144	4945
	3	Mesa Inferior	9758	1,968	0,258	8871
	1	Semialtura	12080	1,769	0,320	10982
	2	Mesa Superior	7645	2,224	0,202	6950
	3	Mesa Inferior	18756	1,420	0,496	17051
	1	Semialtura	218799	0,416	0,992	34107
	2	Mesa Superior	122279	0,556	0,924	31743
	3	Mesa Inferior	274851	0,371	1,000	34371

Os resultados indicados na Tabela 2 demonstram que a posição do carregamento é uma importante variável e influencia significativamente o momento resistente das vigas de aço. Na primeira condição de contorno (simplesmente apoiada), por exemplo, observa-se que o momento resistente associado ao carregamento aplicado na mesa superior ($M_{Rd} = 4945\ kN.cm$) é, aproximadamente, 25% menor do que o momento resistente para o carregamento aplicado na semialtura ($M_{Rd} = 6642\ kN.cm$).



(a) (b) (c)

Figura 4 – Configurações críticas das vigas de aço avaliadas: (a) viga biapoiada, (b) viga contínua apenas com vínculos de "garfo" e (c) viga contínua com contenção lateral contínua na mesa superior

A Tabela 3 apresenta os resultados de momento resistente, obtidos através da abordagem analítica. Para os casos de carregamento sem contenção lateral contínua, o

coeficiente C_b e o momento resistente foram calculados para forças atuantes na semialtura. A metodologia em questão, estabelecida pela proposta de revisão da ABNT NBR 8800, não apresenta recomendações para carregamentos aplicados na mesa superior e na mesa inferior.

A viga com travamento lateral contínuo na mesa superior, por sua vez, foi avaliada considerando que o carregamento está aplicado na mesa contida lateralmente. O dimensionamento foi realizado a partir de formulação específica para o coeficiente C_b, conforme recomendações estabelecidas pelo ANSI/AISC 360:2016 e Yura & Helwig (2010).

A equação Eq.12, proposta a partir de pesquisas realizadas por Yura (1995) e Yura & Helwig (2010), define o coeficiente C_b para vigas com contenção lateral contínua na mesa superior, carregamentos gravitacionais aplicados na mesa contida e vínculos de "garfo" nas extremidades do trecho analisado.

$$C_b = 3{,}0 - \frac{2}{3}\cdot\frac{M_1}{M_0} - \frac{8}{3}\cdot\left[\frac{M_{CL}}{(M_0 + M_1)^*}\right] \quad \text{.....Eq.12}$$

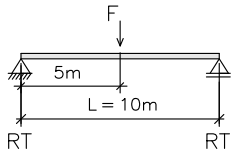
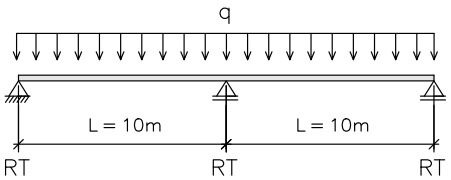
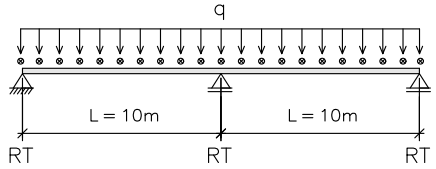
onde M_0 é o momento máximo de extremidade que produz compressão na mesa inferior (sem contenção lateral);

M_1 é o momento na extremidade oposta;

M_{CL} é o momento fletor atuante no ponto médio entre vínculos de "garfo" nas extremidades;

$(M_0 + M_1)^* = M_0$, se M_1 for positivo, causando tração na mesa inferior (sem contenção lateral);

Tabela 3 – Momento resistente de cálculo (M_{Rd}) à FLT através de abordagem analítica

Condições de contorno e carregamentos	Momento Mcr2 [kN.cm]	Coef Cb -	λ -	λp -	λr -	Momento MRd2 [kN.cm]
	7050	1,32	324	42	144	6409
	11055	2,07	324	42	191	10050
	23200	4,34	324	42	327	21012

Para o cálculo do Coeficiente Cb associado à viga com contenção lateral contínua, foram utilizados os seguintes parâmetros:
q = 1,0 kN / m | M0 = 1250 kN.cm | M1 = 0 | MCL = 625 kN.cm

A partir do comparativo entre os dados indicados nas tabelas 2 e 3, observa-se uma boa correlação entre os resultados para as vigas sujeitas aos carregamentos concentrado e distribuído (sem contenção lateral contínua), aplicados na semialtura.

- Viga com carregamento concentrado: $M_{Rd1} = 6642\ kN.cm$ | $M_{Rd2} = 6409\ kN.cm$ | $M_{Rd2}/M_{Rd1} \cong 96\%$

- Viga com carregamento distribuído e sem contenção lateral contínua: $M_{Rd1} = 10982\ kN.cm$ | $M_{Rd2} = 10050\ kN.cm$ | $M_{Rd2}/M_{Rd1} \cong 92\%$

No caso de carregamento associado à viga com contenção lateral contínua, os resultados foram bastante discrepantes. Admitindo os valores de $21012\ kN.cm$ e $31743\ kN.cm$, respectivamente para M_{Rd2} e M_{Rd1}, a relação entre os momentos M_{Rd2}/M_{Rd1} totaliza 66%, aproximadamente.

4 CONCLUSÃO

No presente trabalho, foram apresentadas as formulações para dimensionamento de vigas de aço sujeitas à Flambagem Lateral com Torção (FLT), baseadas em duas abordagens: (a) em função do comprimento destravado l_b e (b) em função da esbeltez reduzida λ_0. As equações referentes à primeira abordagem são mais tradicionais e bastante semelhantes às formulações analíticas previstas pela atual versão da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

A segunda abordagem é baseada no conceito de esbeltez reduzida λ_0, tradicionalmente observada em pesquisas experimentais sobre a FLT e como metodologia de dimensionamento recomendada pelo *Eurocode* 3 (EN-1993-1-1:2005).

Algumas das principais vantagens da formulação em questão estão associadas à dispensa da necessidade de determinação do Coeficiente C_b, possibilidade de dimensionamento diretamente através de resultados computacionais (momento crítico de estabilidade elástica) e solução objetiva para consideração da posição do carregamento na seção transversal da viga.

Nesse contexto, o presente artigo apresentou estudos de casos relacionados à análise estabilidade elástica, através de softwares GBTUL, ANSYS e LTBEAM N. Os resultados demonstraram uma ótima correlação entre as 3 (três) ferramentas computacionais para os casos de carregamentos estudados. A média e o desvio padrão entre os resultados obtidos para momentos críticos totalizam 98,5% e 1,12%, respectivamente.

Foram apresentados também comparativos entre as 2 (duas) abordagens para dimensionamento estrutural. A partir dos resultados apresentados, fica evidente que o dimensionamento através da esbeltez reduzida garantiu uma solução geral para os casos de carregamento avaliados, inclusive possibilitando a alteração da posição de carga na seção transversal.

Além disso, foi observado também uma boa correlação entre as metodologias para casos de carregamentos mais simples, com forças aplicadas na semialtura e sem contenção lateral contínua. Por outro lado, no caso de carregamento com contenção lateral contínua, os resultados foram bastante discrepantes.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto para edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, 2016.

Bebiano, R.; Camotim, D.; Gonçalves, R. GBTul 2.0 – A second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members. Thin-Walled Structures. Volume 124. 2018.

CSA S16-09. Canadian Standards Association. Design of steel structures, Mississauga, Ontario, 2016.

EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, 2005.

Fukumoto, Y., and Kubo, M. 1977. An experimental review of lateral buckling of beams and girders. In Proceedings of the International Colloquium on Stability of Structures Under static and Dynamic Loads, ASCE. pp. 541–562.

Yura, J.A. (1995), “Bracing for Stability—State-of-the-Art,” Proceedings of the ASCE Structures Congress XIII, Boston, Mass., ASCE, New York, N.Y., pp. 88–103.

Yura, J.A. Helwig, T.A. Buckling of beams with inflection points. Proceedings of the Annual Stability Conference, Orlando, Fla., North American Steel Construction Conference, SSRC, 2010.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE COLUNAS EM PORTA-PALETES SELETIVOS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO CENTRADA

Felipe Castelli Sasso[1]

Marina Naomi Furukawa[2]

Maximiliano Malite[3]

Resumo

Os porta-paletes seletivos são estruturas metálicas de armazenagem, usualmente constituídas por colunas de perfis formados a frio (PFF) perfuradas em todo seu comprimento, de modo a viabilizar as demandas logísticas. Devido à elevada esbeltez dos perfis utilizados, a capacidade resistente das colunas é fortemente influenciada pelos modos de instabilidades e suas interações, imperfeições geométricas, perfurações e comportamento pós-crítico de chapas. Consequentemente, pelo fato de serem fenômenos pouco explorados por métodos analíticos, análises estruturais que incorporam os efeitos desestabilizantes das colunas porta-palete não são triviais. Assim sendo, o presente estudo tem por objetivo investigar o comportamento mecânico de colunas de porta-paletes, sob o âmbito de parâmetros não-negligenciáveis para a capacidade última e seus modos de instabilidade. Para tanto, foi calibrado um modelo numérico de comportamento não-linear físico-geométrico e, a partir dele, uma análise de sensibilidade foi empreendida a fim de incorporar as imperfeições geométricas locais. Por conseguinte, uma análise paramétrica variando os comprimentos da coluna foi comparada às previsões teóricas e a resultados experimentais. Observou-se ser indispensável a consideração de complexos comportamentos mecânicos na análise estrutural de colunas porta-paletes, os quais não são abordados de forma consistente pelas especificações normativas, tornando as previsões dependentes de ensaios experimentais ou custosas análises numéricas.

Palavras-chave: Porta-paletes de aço; Colunas; Análise de estabilidade; Capacidade última.

MECHANICAL BEHAVIOR ANALYSIS OF STEEL STORAGE RACKS UPRIGHT COLUMNS UNDER AXIAL COMPRESSION LOADS

Abstract

Steel storage racks are cold-formed steel frames used to storage goods, the design of the frame is usually jeopardized because of the significant perforations in the columns made to enhance the warehousing logistics. Because of the high slenderness of the thin-walled steel profiles, the ultimate capacity of the upright, is remarkably influenced by: buckling modes and its interactions, the geometric imperfection, perforation, and post buckling effects. Therefore, due to difficulties associated with a theoretical assessment of the complex destabilizing mechanical behavior, the steel storage rack upright column design may lead to rather

conservative results. Consequently, this paper aims to evaluate the mechanical performance of perforated upright column, focusing on the main parameters to stability disruption, and decrease in the ultimate load of the component. First, a material and geometric nonlinear numerical modeling calibration is presented, and then, in order to account the effects of the initial geometric imperfection, a sensitivity analysis has been carried out. Furthermore, a parametric study, changing column lengths, is compared to the theoretical and experimental results. Comparative analysis indicates the non-negligible impact that some complex structural behaviors perform in the stability and strength parameters of steel storage rack upright columns, leading to strictly reliability of experimental and numerical predictions.

Keywords: Steel storage racks; Upright columns; Stability analysis; Ultimate capacity.

[1] Engenheiro civil, Mestre, Doutorando, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

[2] Engenheira civil, Mestranda, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

[3] Engenheiro civil, Mestre e Doutor, Professor Titular, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os porta-paletes seletivos, também conhecidos por racks, são estruturas metálicas utilizadas para armazenagem de produtos manufaturados. Winter e Pekoz [1] afirmam que estruturas de armazenamento – como os porta-paletes seletivos, que garantem boa produtividade e capacidade de estoque –, ganharam demanda no mercado, exigindo o desenvolvimento maciço de soluções estruturais para este sistema. Atualmente, os porta-paletes são largamente empregados em depósitos de armazenamento para estoque industrial e comercial.

A Figura 1 apresenta os principais componentes de uma estrutura porta-palete seletivo, os quais são devidamente definidos pela ABNT NBR 15524-1:2007 [2]. Os elementos que suportam o peso das unidades de carga são as longarinas (estruturas horizontais) e as colunas (estruturas verticais). As colunas, geralmente constituídas por seções de perfil formado a frio (PFF) mono ou duplamente simétricos, aos pares formam um sistema de montante, sendo interligadas por travessas e diagonais, transferindo as solicitações para o piso. Os pares de longarinas, com o auxílio de conectores nas suas extremidades, transferem os esforços das unidades de carga para as colunas. Por fim, “sapata” é a denominação normativa dada às placas de base de fixação da estrutura ao piso, as quais distribuem os esforços à fundação. Estas, em geral, são conectadas às colunas por soldas ou parafusos.

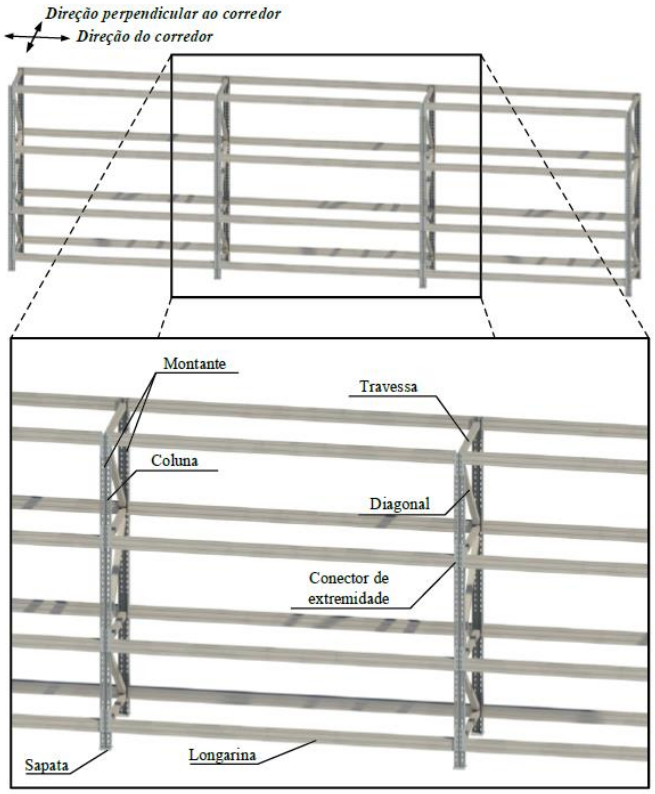


Figura 1 - Porta-palete seletivo, principais elementos (Branquinho [3]).

Sarawit e Pekoz [4] afirmam que as complexidades da análise estrutural dos porta-paletes seletivos são decorrentes das dificuldades relacionadas às (i) colunas perfuradas suscetíveis a instabilidades; (ii) o comportamento não-linear das ligações longarina-coluna e ligações de base; (iii) a influência de efeitos de segunda ordem na análise da estabilidade global; (iv) o impacto das imperfeições geométricas. Assim sendo, nota-se que o dimensionamento destas estruturas de armazenamento em aço, recai na dificuldade em prever o comportamento mecânico do pórtico posicionado paralelo ao corredor, também denominado sistema momento-resistente, conforme ilustrado na Figura 1.

As estruturas porta-paletes seletivas, são caracterizadas pelo emprego da maioria dos seus elementos estruturais, com destaque às colunas rack, compostos por perfis formados a frio (PFF), condição construtiva que se justifica pela grande aplicabilidade da conformação a frio frente às demandas de flexibilidade na montagem (WINTER; PEKOZ [1]). Nesse cenário, a evolução do formato da seção transversal das colunas rack ocorreu, entre outras razões logísticas, a fim de manter a eficiência estrutural característica de peças de chapas dobradas a frio, i.e., inercias elevadas aliadas ao baixo peso específico, como ilustrado na Figura 2 (HANCOCK [5]).

Inserido no contexto de investigações sobre a estabilidade de sistemas estruturais metálicos, Hancock [5] explica que, aliado ao desenvolvimento histórico de diferentes seções transversais

em PFF, a demanda por estruturas de armazenamento, também gerou a necessidade de maiores investigações sobre o comportamento mecânico dos modos distorcionais em perfis metálicos. Isto pois, devido à elevada esbeltez e às formas das seções transversais mostradas na Figura 2, os modos locais, distorcionais, e de flexo-torção são predominantes em colunas de estruturas porta-paletes.

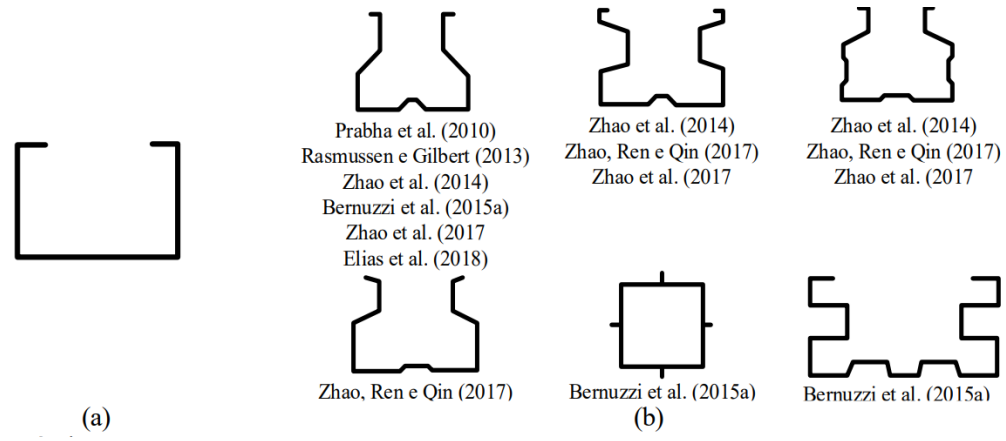


Figura 2 - Seções transversais típicas de porta-paletes (Branquinho [3]).

Branquinho [3] afirma que, dentre os componentes estruturais dos racks, as colunas perfuradas possuem o comportamento mecânico mais complexo e determinante para a capacidade global da estrutura. Apontamento este que se fundamenta pela gama de variáveis relevantes a serem consideradas na análise estrutural das colunas rack, como: (i) presença de modos de instabilidades estruturais complexos de serem considerados analiticamente, *e.g.* distorção e flexo-torção, e a possível interação entre os modos de colapso; (ii) influência de tensões residuais devido ao processo de conformação dos PFFs; (iii) efeitos não-negligenciáveis de segunda ordem e imperfeições geométricas; (iv) o padrão de perfurações constantes na seção, o qual reduz a seção resistente (BALDASSINO; BERNUZZI [6]).

Neste âmbito, Baldassino e Zandonini [7] declaram que o padrão de perfurações das colunas rack são fonte de inúmeras investigações, visto que a descontinuidade do material gera concentração de tensões e altera as propriedades do aço. Nesse cenário, os autores afirmam que o processo de análise estrutural das colunas rack leva à necessidade da consideração de diferentes esforços desestabilizantes, haja vista a excentricidade das ações na peça estrutural, tanto em relação ao centro geométrico, quanto em relação ao centro de torção. Isto posto, devido também ao comportamento mecânico característico de PFFs perfurados, as análises estruturais no âmbito das simplificações elásticas lineares podem se tornar pouco representativas para as colunas de porta-paletes seletivos (BALDASSINO; ZANDONINI [7]).

Quanto às consequências das perfurações no comportamento mecânico, a norma americana destinada a PFF, ANSI/AISI S100:2020 [8], apresenta algumas especificações sobre a resposta estrutural de seções perfuradas: (i) furos retangulares ou alongados causam maiores reduções na força crítica por instabilidade local elástica quando comparados com furos quadrados ou

circulares; (ii) perfurações na alma do perfil são sempre prejudiciais à instabilidade distorcional elástica; (iii) a redução da capacidade última quanto aos modos de instabilidade é proporcional ao número de furos ao longo do perfil e ao padrão de furos, os quais sempre provocam redução na força axial de flambagem global; (iv) enrijecedores em seções transversais perfuradas melhoram o comportamento quanto às instabilidades locais, todavia o mesmo não pode ser admitido aos modos distorcionais e global. Nota-se, portanto, que as perfurações tais como ocorrem em porta-paletes seletivos, em contramão às facilidades logísticas que promovem, penalizam consideravelmente a resposta estrutural das colunas rack.

Atualmente, as normas brasileira e americana de estruturas metálicas de armazenagem, respectivamente ABNT NBR 15524-2:2007 [9] e ANSI/RMI MH16.1:2012 [10], consideram os efeitos das perfurações e dos modos de flambagem local a partir das propriedades da seção geométrica efetiva, obtida na realização do ensaio de coluna curta à compressão, o qual não prevê modos de flambagem distorcional. Sendo assim, tais normas não apresentam recomendações para a consideração do modo de flambagem distorcional, o qual, de acordo com Moen e Schafer [11], também é afetado pela presença dos furos. No que tange as normas de perfis formados a frio, a brasileira ABNT NBR 14762:2010 [12], não apresenta recomendações específicas para perfis perfurados, já a americana ANSI/AISI S100:2020 [8] fornece recomendações baseadas no Método da Largura Efetiva (MLE) e no Método da Resistência Direta (MRD) para a determinação da capacidade resistente de perfis, sendo que apenas o MLE recebe especificações na norma destinada aos porta-paletes seletivos (ANSI/RMI MH16.1:2012 [10]).

Nesse cenário, Sarawit e Pekoz [4] alertam para o fato dos procedimentos de cálculo normativos vigentes possuírem como limite superior da capacidade resistente parâmetros de instabilidade local, podendo, portanto, apresentar dimensionamentos contra-segurança para o caso de seções características de colunas de porta-paletes seletivos, devido à falta de consideração de comportamentos mecânicos típicos da estabilidade destes elementos estruturais, *e.g.* instabilidades por flexo-torção, distorção e a interação destes com o modo global.

Ainda no âmbito dos efeitos desestabilizantes, Moen e Schafer [11] alertam para a importância em se considerar a não-linearidade geométrica no dimensionamento de componentes estruturais esbeltos, tais como as colunas rack. Segundo prescrições da ABNT NBR 8800:2008 [13], os efeitos de segunda ordem considerados na ponderação dos esforços solicitantes, são ‘P-Δ’ (efeitos globais) e ‘P-δ’ (efeitos locais). Os deslocamentos nodais da estrutura são representados por ‘P-Δ’, já os deslocamentos entre nós decorrente da não-linearidade do eixo da barra são retratados por ‘P-δ’, ambos representam imperfeições geométricas iniciais do sistema estrutural.

Além disso, segundo Branquinho [3], os efeitos de segunda ordem em colunas rack, apresentam a presença significativa de imperfeições geométricas à nível de seção transversal, denominadas imperfeições localizadas. A AS 4084:2012 [14], norma australiana destinada às estruturas porta-paletes, define que imperfeições geométricas localizadas na coluna rack – as quais são semelhantes aos modos de instabilidade local e/ou distorcional, como ilustrado na Figura 3 –, devem ser devidamente consideradas em análises numéricas avançadas.

Branquinho [3] aponta que os efeitos das imperfeições localizadas podem alterar o modo de falha do porta-palete seletivo, tendo um efeito desestabilizante ou restaurador, e impactando também na capacidade última da coluna. À vista disso, o característico comportamento não-linear da coluna rack, consequentemente, amplia as inconformidades dos processos normativos de análise e dimensionamento de estruturas porta-paletes em aço.

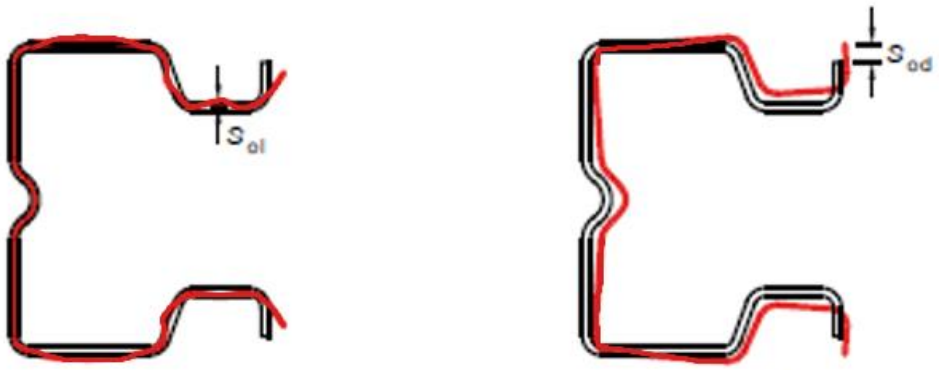


Figura 3 - Imperfeições geométricas à nivel de seção transversal da coluna (Adaptado de AS 4084:2012 [14]).

Portanto, o presente estudo tem como objetivo analisar, a partir de simulações numéricas, o comportamento mecânico de uma coluna de porta-paletes seletivos submetida à compressão centrada, investigando principalmente os efeitos não-negligenciáveis na capacidade última e modos de instabilidade do elemento estrutural. Nesse âmbito, serão avaliados: (i) carga crítica e os modos de instabilidade em uma análise de estabilidade elástica; (ii) carga última e o modo de colapso em uma análise não-linear; (iii) efeitos das perfurações e imperfeições geométricas, as quais criam tensões adicionais na coluna rack; (iv) efeito pós-crítico de instabilidade de chapas, comportamento típico de PFFs. Por fim, também será feito uma análise comparativa dos resultados das simulações numéricas aos procedimentos analíticos vigentes na norma ANSI/AISI S100:2020 [8].

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho consiste em um estudo numérico através de modelagens no *software* comercial Abaqus©, o qual emprega o Método dos Elementos Finitos (MEF). A Figura 4 ilustra a metodologia utilizada para o desenvolvimento do estudo. Faz-se relevante mencionar que, em todas as etapas do presente trabalho, analisou-se colunas perfuradas e não perfuradas, a fim de viabilizar o estudo do impacto da redução da seção efetiva da peça conformada a frio.

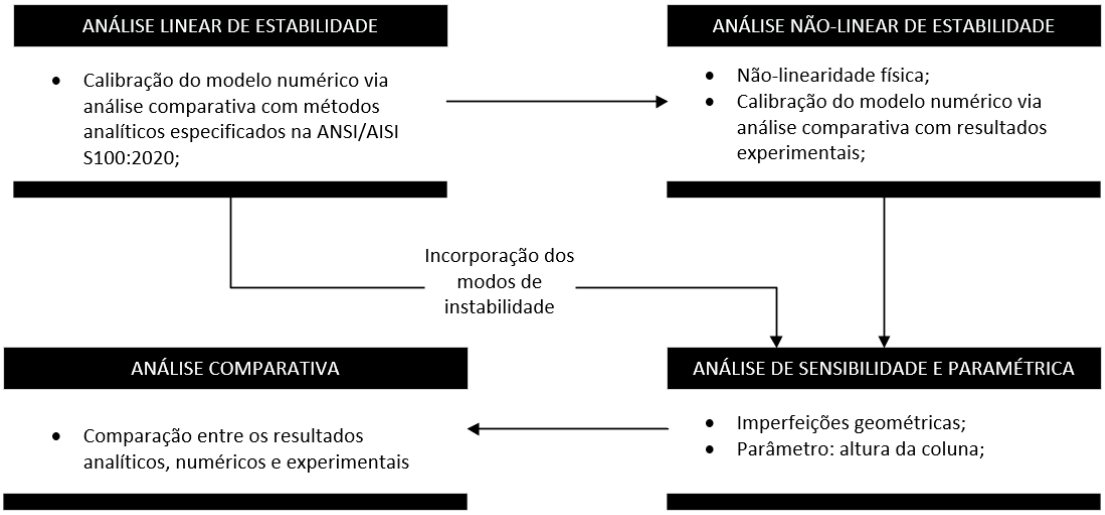


Figura 4 – Metodologia aplicada no trabalho.

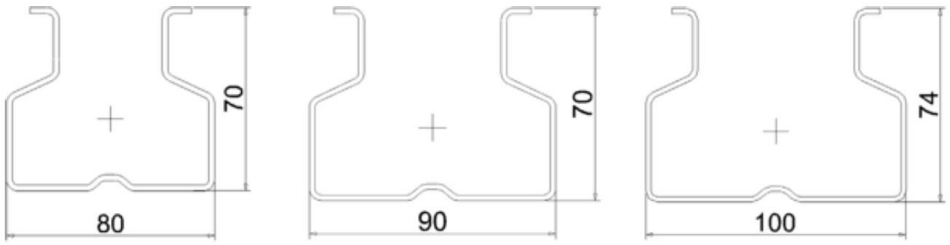
Para calibração do modelo e posterior análises comparativas, o presente estudo é baseado no trabalho de Elias *et al.* [15], no qual os autores realizaram uma análise experimental, que tinha por objetivo avaliar o comportamento mecânico de uma coluna rack birrotulada, submetida a compressão centrada. Para tanto, Elias *et al.* [15] ensaiaram 44 amostras, as quais contemplam 11 seções transversais e 4 comprimentos. Os itens a seguir apresentam a geometria, as propriedades do material e as condições de contorno empregadas na campanha experimental de Elias *et al.* [15], as quais foram simuladas nos modelos numéricos do presente estudo.

3 COLUNA DO PORTA-PALETE SELETIVO

3.1 Geometria

Como citado anteriormente, o programa experimental de Elias *et al.* [15] contemplou 11 seções transversais distintas e cada uma delas com 4 diferentes comprimentos, totalizando 44 protótipos, os quais foram diferenciados pela nomenclatura "*L*_b_w_*t*", sendo "*L*" o comprimento, "b_w" a altura da alma e "*t*" a espessura do perfil.

Os comprimentos analisados experimentalmente pelos autores foram de 800 mm, 1400 mm, 2000 mm e 2400 mm, comprimentos de coluna representativos da estrutura porta-palete *in loco* e que, segundo os autores, apresentam uma faixa de alturas viáveis para a avaliação dos diferentes modos de instabilidade. As seções transversais (Figura 5) tiveram dimensões compostas por 3 diferentes comprimentos de alma (80 mm, 90 mm e 100 mm) e 4 diferentes espessuras (1,80 mm, 2,00 mm, 2,25 mm, 2,65 mm e 3,00 mm).



(a) (b) (c)

Figura 5 - Seções transversais da coluna rack (Elias *et al.* [15]).

Quanto às perfurações das colunas, a Figura 6 apresenta as dimensões consideradas. Além disso, os autores também apresentaram em seu estudo as propriedades geométricas de cada seção transversal considerando a sua área bruta e a área líquida do plano contendo o maior número de furos (Figura 7), sendo essas apresentadas na Tabela 1.

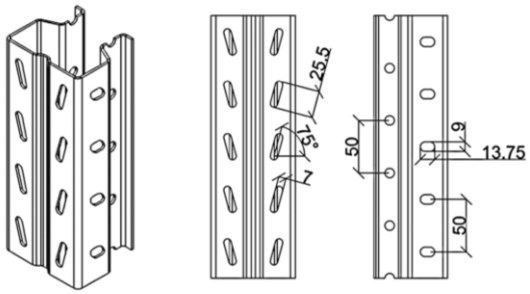


Figura 6 - Configuração das perfurações na coluna (Elias *et al.* [15]).

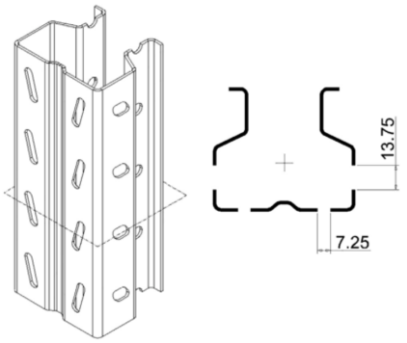


Figura 7 - Seção com plano contendo maior número de furos (Elias *et al.* [15]).

b_w (mm)	t (mm)	A_g (cm^2)	A_n (cm^2)	I_x (cm^4)	I_y (cm^4)	C_w (cm^6)	J (cm^4)
80	1,80	4,53	3,78	26,06	40,02	586,33	0,04896
	2,00	5,04	4,20	28,96	44,47	651,56	0,06716
	2,25	5,67	4,72	32,58	50,03	733,14	0,09563
90	2,00	5,24	4,40	30,28	59,67	779,63	0,06983
	2,25	5,89	4,95	34,07	67,13	877,22	0,09942
	2,65	6,94	5,83	40,13	79,07	1033,46	0,16243
	3,00	7,86	6,60	45,44	89,52	1170,29	0,23566
100	2,00	5,57	4,73	35,76	80,93	1102,22	0,07422
	2,25	6,26	5,32	40,23	91,05	1240,16	0,10567
	2,65	7,38	6,26	47,39	107,24	1460,98	0,17264
	3,00	8,35	7,09	53,66	121,42	1654,33	0,25048

Tabela 1 - Propriedades geométricas (Elias *et al.* [15]).

3.2 Propriedades dos materiais

No estudo de referência, de Elias *et al.* [15], foram determinadas as tensões de escoamento (f_y) e as tensões de ruptura (f_u) para cada seção transversal, as quais são apresentadas na Tabela 2. Porém, os autores não apresentaram a curva tensão-deformação ou valores para o módulo de elasticidade longitudinal (E) do material. Portanto, para os modelos numéricos do presente estudo foi adotado o valor de 200 GPa para "*E*" e 0,3 para o coeficiente de Poisson (v), conforme previsto pela ABNT NBR 8800:2008 [13]. Os parâmetros experimentais apresentados na Tabela 2, foram empregados em modelagens que incorporam a não-linearidade física do aço.

Protótipo (b_w_t)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
80_1,80	378,25	497,63
80_2,00	407,20	526,28
90_2,00	374,22	500,89
100_2,00	370,54	514,27
80_2,25	355,42	453,82
90_2,25	349,30	471,34
100_2,25	325,89	450,94
90_2,65	381,09	499,59

100_2,65	362,38	464,13
90_3,00	376,86	475,08
100_3,00	373,11	474,19

Tabela 2 – Parâmetros do material da seção rack (Elias *et al.* [15]).

3.3 Condições de contorno

As condições de contorno impostas no modelo numérico buscaram representar o aparato experimental utilizado por Elias *et al.* [15]. Nesse cenário, nas extremidades da amostra ensaiada pelos autores, a coluna é conectada à suportes com rolamentos, conferindo a ela a condição de birrotulada. Além disso, o carregamento axial de compressão é aplicado por um macaco-hidráulico na extremidade superior da coluna.

Para tanto, nos modelos numéricos do presente trabalho, as condições de contorno foram impostas na linha média da seção transversal em suas extremidades, nas quais foram restritos os graus de liberdade de translação transversal. A Figura 8, ilustra a estratégia de modelagem descrita para simulação do arranjo experimental de Elias *et al.* [15].

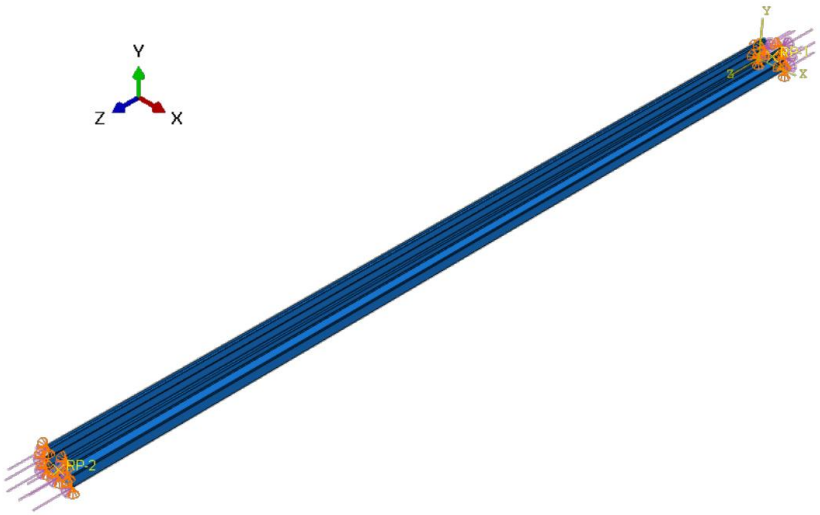


Figura 8 - Condições de contorno do modelo numérico.

3.4 Calibração do modelo

Com o objetivo de validar o modelo numérico, o presente subitem apresenta uma breve discussão teórica sobre os métodos analíticos empregados e os dados experimentais, os quais configuram a base para a calibração das simulações numéricas das análises de estabilidade elástica e não-lineares.

3.4.1 Análise de estabilidade elástica

Devido ao fato da norma americana ANSI/AISI S100:2020 [8] se mostrar limitada para a determinação analítica da carga crítica por modos de instabilidade local e distorcional em PFFs perfurados, para calibrar o modelo numérico foi simulado o protótipo 2400_90_2,25, pois este apresentou apenas instabilidade global de acordo com o ensaio realizado por Elias *et al.* [15]. Sendo assim, é possível prever a carga crítica do modelo de forma analítica tanto para uma análise de seção perfurada, quanto para uma de seção não perfurada, previsão necessária para guiar a análise comparativa dos efeitos de perfuração na coluna rack. Nesse sentido, posteriormente, os resultados teóricos obtidos foram comparados com os resultados provenientes da simulação numérica.

Para determinar a carga crítica de flambagem elástica de forma analítica, a ANSI/AISI S100:2020 [8] recomenda determinar as propriedades geométricas da seção com furos por médias ponderadas baseadas nos comprimentos do perfil entre as regiões com furos (L_n) e sem furos (L_g), a formulação normativa é apresentadas nas sequencias de Equações (1) à (6). Nas expressões analíticas, são apresentados os valores médios para: a área (A_{avg}); o momento de inércia (I_{avg}); o momento de inércia a torção da seção (J_{avg}); a distância do centroide ao centro de torção na direção principal x ($x_{0,avg}$); e na direção principal y ($y_{0,avg}$); e o raio de giração polar da seção em relação ao centro de torção ($r_{0,avg}$).

$$A_{avg} = \frac{A_g L_g + A_n L_n}{L} \quad (1)$$

Sendo que: $L = L_n + L_g$

$$I_{avg} = \frac{I L_g + I_n L_n}{L} \quad (2)$$

$$J_{avg} = \frac{J L_g + J_n L_n}{L} \quad (3)$$

$$x_{0,avg} = \frac{x_0 L_g + x_{0,n} L_n}{L} \quad (4)$$

$$y_{0,avg} = \frac{y_0 L_g + y_{0,n} L_n}{L} \quad (5)$$

$$r_{0,avg} = \sqrt{x_{0,avg}^2 + y_{0,avg}^2 + \frac{I_{x,avg} + I_{y,avg}}{A_{avg}}} \quad (6)$$

Obtidas as propriedades geométricas médias, a carga crítica de flambagem global (N_e) de uma coluna perfurada monossimétrica é dada pelas Equações (7) à (9), as quais seguem a

formulação clássica da estabilidade elástica, alterando as propriedades geométricas pelas médias ponderadas. Na Equação (9), 'C_{wn}' é a constante de empenamento da seção líquida calculada assumindo que a espessura da seção na região dos furos é nula.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_{x,avg}}{(K_x L_x)^2} \quad (7)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_{y,avg}}{\left(K_y L_y\right)^2} \quad (8)$$

$$N_{exz} = \left\{\frac{1}{2\beta}\left[(\sigma_{ex} + \sigma_{ez}) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_{ez})^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_{ez}}\right]\right\} A_g$$

Em que:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_{0,avg}}{r_{0,avg}}\right)^2 \quad (9)$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E I_{x,avg}}{A_g (K_x L_x)^2}$$

$$\sigma_{ez} = \frac{1}{A_g r_{0,avg}^2}\left[G J_{avg} + \frac{\pi^2 E C_{wn}}{(K_z L_z)^2}\right]$$

Já as colunas com perfis não perfurados têm sua carga crítica de flambagem global elástica obtidas também com a formulação clássica da estabilidade elástica, porém sem alteração em suas propriedades geométricas, como mostram as Equações (10) a (13), sendo 'N_e' dado pela Equação (10).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (10)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{\left(K_y L_y\right)^2} \quad (11)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(r_0)^2}\left[G J + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2}\right] \quad (12)$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2\left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2\right]}\left[1 - \sqrt{\frac{4 N_{ex} N_{ez}\left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2\right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}}\right] \quad (13)$$

Com as equações apresentadas e obtidas as propriedades geométricas da seção transversal (Figura 5 (b)), pôde-se determinar os valores teóricos para a carga crítica dos respectivos modos de instabilidade, tanto para coluna perfurada (CP), quanto para a coluna simples não perfurada (CS), os quais são apresentados na Tabela 3. Como esperado, nota-se uma redução (13,75%) no valor da carga crítica para a coluna perfurada devido à presença dos furos ao longo do comprimento, diferença condizente com as previsões do estudo experimental de Baldassino *et al.* [16].

Protótipo 2400_90_2,25	N_e (kN)
Coluna simples	74,49
Coluna perfurada	63,78

Tabela 3 – Carga crítica de flambagem elástica e modo de flambagem.

Por conseguinte, a análise de estabilidade elástica para o cálculo da força de bifurcação (carga crítica de flambagem), em *softwares* comerciais como o Abaqus, é realizada pela resolução de um problema de autovalor. O Abaqus, em particular, apresenta dois métodos iterativos para a solução do problema, o *Lanczos Method* e o *Subspace Iteration Method*. O primeiro converge mais rápido quando um grande número de autovalores é solicitado, já o segundo é mais rápido quando um menor número de autovalores é necessário. Nas simulações realizadas na etapa de calibração, utilizou-se o *Subspace Iteration Method*, para o qual se informou o número de autovalores solicitados (3 autovalores) e o número máximo de iterações (100 iterações).

No contexto das análises numéricas, visando captar os efeitos resultantes da geometria da coluna rack, em geral os perfis são modelados por meio de elementos finitos (EFs) de casca. Porém, caso seja pertinente a consideração das distribuições de tensões residuais ao longo da espessura, elementos sólidos são usualmente empregados para as análises numéricas. Todavia, conforme apontado por Branquinho [3], diversos trabalhos da literatura alertam para a necessidade de um estudo rigoroso quanto aos EFs empregados nas análises numéricas, tanto por questões de custo computacional, quanto por possíveis limitações em captar determinados comportamentos mecânicos. Nesse sentido, nota-se a importância em se mapear os parâmetros do comportamento estrutural não-negligenciáveis para as colunas rack, visto que, não só apontam para melhorias necessárias nos processos de projetos, como também guiam modelos numéricos precisos e com um custo computacional mínimo.

Nesse cenário, ao calibrar o modelo numérico, buscou-se selecionar o tipo de elemento finito e o refinamento da malha pertinentes para os objetivos do presente estudo. Para tanto, nas análises críticas desta etapa, foram ponderadas a utilização de EFs de casca. Todavia, faz-se pertinente mencionar também as possíveis vantagens em se empregar a metodologia "*lattice model*" ou "modelo reticulado", como feito por Branquinho [3], a qual não foi avaliada no presente estudo, uma vez que o custo computacional envolvido nos modelos não justifica tal metodologia.

Por se tratar de um estudo de perfis formados a frio, os quais possuem pequena espessura, compreendeu-se que o emprego de elementos finitos sólidos pode apresentar custos computacionais elevados. No âmbito dos PFF, o emprego de simulações via EFs sólidos, ocorrem adotando elementos que apresentam cinemática e comportamento mecânico similar aos elementos de casca convencionais, suas vantagens se restringem a possíveis problemas de proporção de aspecto. Sendo assim, sabido que a envoltória de tensões e deformações transversal do elemento estrutural não são alvo do presente estudo, os elementos finitos sólidos não foram avaliados para comporem a modelagem dos perfis de colunas rack.

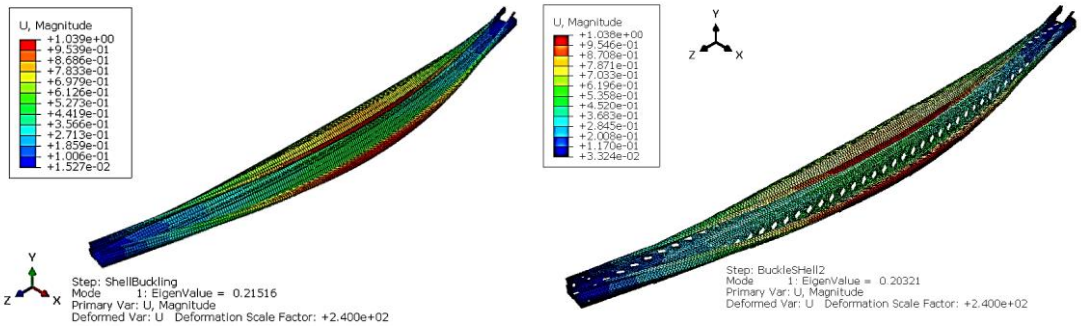
Ainda no contexto dos elementos finitos, as cascas são elementos estruturais em que uma dimensão, a espessura, é significativamente menor que as outras dimensões, podendo ou não

apresentar superfície plana. No que tange a sua cinemática, ela reúne as características dos elementos de placa e de chapa. Os elementos de casca, usualmente, apresentam graus de liberdade de translação e rotação.

Posto isso, a calibração do modelo numérico por casca utilizou o EF S4R para colunas simples (CS) e S3 para colunas perfuradas (CP), sendo o primeiro um elemento de casca quadrilateral, com integração reduzida, 4 nós e 6 graus de liberdade cada nó; e o segundo um elemento de casca triangular, com 3 nós e 6 graus de liberdade por nó. Estes elementos podem ser utilizados tanto para cascas espessas como para cascas finas, uma vez que utilizam a Teoria de Cascas Espessas (*Thick Shell Theory*), ou a Teoria de Kirchhoff de forma discreta, de acordo com a espessura da casca.

Como mencionado, para os modelos numéricos empregados no estudo, as condições de contorno e carregamento foram impostas a fim de simular o estudo experimental de Elias *et al.* [15], para tanto foi aplicado uma carga de compressão centrada de 1 kN/m, em ambas as extremidades, no eixo longitudinal. A Figura 9 (a), apresenta a configuração deformada da coluna, associada ao primeiro modo de instabilidade do modelo CS. Pode-se observar que a configuração deformada da coluna está de acordo com o modo de flambagem previsto no cálculo analítico, sendo esse de flexo-torção. Quanto à carga crítica de flambagem, o primeiro modo de instabilidade resultou em um valor de 55,845 kN, o qual é obtido na multiplicação do autovalor pelo comprimento da linha média da seção (259,55 mm). O erro relativo quando comparado ao resultado analítico (59,43 kN) foi de 6,03%. Portanto, o modelo numérico discretizado com elementos de casca se mostrou adequado para representar o problema de instabilidade em uma coluna sem furos.

No modelo da coluna perfurada, consequente à geometria com perfurações ao longo de todo comprimento, a discretização dos elementos finitos no entorno do furo precisa ser mais refinada, conforme ilustrado na Figura 10, a qual expõem a malha utilizada. O primeiro modo de instabilidade do modelo CP também apresentou flambagem por flexo-torção, estando em conformidade com o previsto experimentalmente. A carga crítica obtida nesta simulação foi de 54,26 kN, apresentando um erro relativo de 5,86% em comparação ao valor analítico. Deste modo, o modelo com elementos de casca proposto para a simulação da coluna perfurada se mostrou adequado.



(a) (b)

Figura 9 - Resultados da simulação numérica com elemento de casca, (a) CS (b) CP.

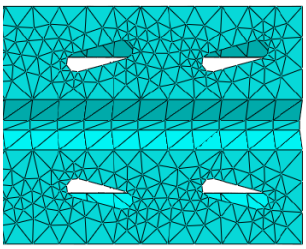


Figura 10 - Malha triangular na região dos furos (CP).

Por fim, faz-se relevante mencionar que as condições de contorno impostas ao modelo numérico, também foram alvo das análises na etapa de calibração. Para tanto, além do modelo com as condições de contorno já mencionadas, também foi avaliado numericamente o comportamento a compressão da coluna simples através de um modelo composto pela simulação das placas base utilizadas nas extremidades das colunas rack, ensaiadas por Elias *et al.* [15]. O presente estudo não deu sequência com tal modelo, uma vez que este não demonstrou bom desempenho na previsão dos modos de instabilidade e carga crítica, a qual apresentou um erro relativo de 79,73% em comparação aos resultados analíticos. Além disso, o custo computacional do modelo composto também apresentou desvantagens, a partir do momento em que elevou o tempo de processamento em 58,7%, quando comparado ao modelo de coluna simples com elementos de casca. Nesse cenário, a Tabela 4 detalha os resultados obtidos de capacidade última e custo computacional das investigações feitas na etapa de calibração do presente estudo numérico.

Modelo		Nº de elementos	Nº de nós	Tempo de processamento (s)	Modo de flambagem	$P_{cr,MEF}$ (kN)	$\frac{P_{cr,MEF}}{P_{cr,analítico}}$
Casca	CS	10800	11086	19	FT	55,845	0,940
	CP	28152	15682	25	FT	54,261	1,059
Composto	CS	11200	11812	46	F	106,81	1,797

Tabela 4 – Resumo dos resultados da etapa de calibração.

Alguns fatores podem explicar as inconformidades do modelo composto, tais como rigidez da placa base e o modelo adotado para transferência de tensões e deformações entre a placa e a coluna simples. Ainda, como a utilização das placas base no modelo numérico busca simular de forma mais fidedigna o modelo físico utilizado na análise experimental, para fins de comparação entre modelos, o ideal seria realizar uma análise comparativa com resultados experimentais, os quais englobam complexidades que apenas serão incorporadas nos modelos após a calibração. Portanto, o modelo composto não é passível de validação pelos valores analíticos obtidos neste estudo, e não foi adotado no presente trabalho devido à conformidade dos resultados utilizando as condições de contorno impostas nas extremidades da coluna rack.

Faz-se relevante mencionar que a análise de estabilidade elástica apresentada, apesar de ser uma análise não-linear geométrica, é calculada por um procedimento puramente linear no Abaqus, *i.e.*, não se considerada nenhuma não-linearidade física ou geométrica inicial. Esse procedimento é realizado pela perturbação linear do *base state*, o qual é definido como o estado atual do modelo após a última análise estrutural devido a uma perturbação linear (ABAQUS [17]).

Portanto, analisando os resultados obtidos e as considerações apresentadas, conclui-se que o modelo mais adequado para utilizar em futuras análises é o modelo com elementos quadrilaterais de casca (para a coluna simples) e o modelo com elementos triangulares de casca (para a coluna perfurada), uma vez que estes: (i) apresentaram resultados satisfatórios em relação a carga crítica; (ii) capturaram o modo de instabilidade crítico (flexo-torção); (iii) são capazes de exprimir modos de flambagem locais e distorcionais em colunas; (iv) dentre os modelos que possibilitam uma simulação numérica com precisão, esses são os que demandam menor esforço computacional.

A análise de estabilidade elástica linear é de profundo interesse principalmente para estruturas metálicas esbeltas, as quais, não raras as vezes, entram em colapso pela perda do equilíbrio estático. Porém, tem-se o conhecimento de que algumas estruturas possuem elevada capacidade pós-crítica – comportamento típico de perfis formados a frios –, a qual lhes confere um efeito estabilizante no comportamento mecânico. Para verificar esse fenômeno, faz-se necessária além de uma análise dos modos de instabilidade, uma análise não-linear física. Por isso, diante do exposto, conseguinte à validação do modelo linear

elástico, foi desenvolvida a calibração de uma análise não-linear de estabilidade, considerando os efeitos de plastificação do material.

3.4.2 Análise não-linear de estabilidade

A simulação numérica que incorpora a não-linearidade física do material, para o caso do modelo de coluna perfurada (CP), é calibrada a partir dos resultados experimentais obtidos por Elias *et al.* [15]. Nesse cenário, foi realizado uma análise comparativa dos valores de deslocamento, do modo de colapso, e da carga última do modelo numérico a ser calibrado e dos resultados experimentais dos autores citados.

Como mencionado, para a amostra de ensaio 2400_90_2,25, os autores identificaram deslocamentos típicos de instabilidade global (Figura 11), os quais foram medidos por transdutores lineares (LVDTs) localizados à meia altura da coluna, nas mesas e alma, como mostra a Figura 12. Cabe observar que, de acordo com os autores, os LVDTs *F3* e *F4* obtiveram dados errados durante os ensaios, por isso foram desconsiderados nas análises. Quanto à carga última (P_u), o protótipo 2400_90_2,25 obteve um valor de 108,82 kN decorrente do modo de instabilidade por flexo-torção.

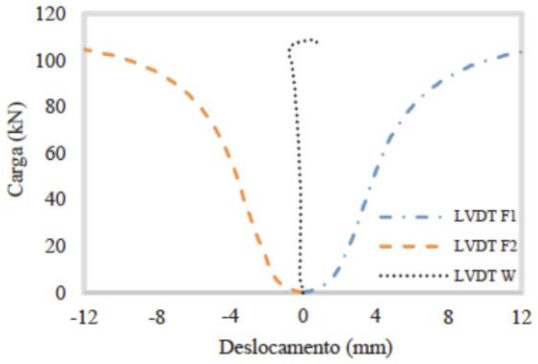


Figura 11 - Deslocamentos obtidos pelos LVDTs no protótipo 2400_90_2,25 (Elias *et al.* [15]).

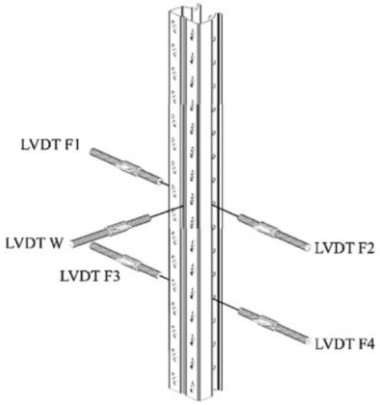


Figura 12 - Instrumentação usada nas colunas (Elias *et al.* [15]).

Para simular o comportamento pós-crítico da coluna, com seção perfurada e não perfurada, considerou-se um material elastoplástico perfeito, utilizando o valor de tensão de escoamento (f_y) obtida por Elias *et al.* [15] a partir de ensaios com corpos de prova (CP) a tração. As propriedades utilizadas, são referentes ao protótipo analisado, dado na Tabela 2.

O critério de Von Mises foi considerado para avaliar o colapso da estrutura e consequentemente a sua carga última, uma vez que esse critério é de grande aplicabilidade para materiais dúcteis. A tensão equivalente de Von Mises (σ_v), dada pela Equação (14), é comparada ao valor da tensão de escoamento do material, configurando a plastificação do material e consequentemente o colapso da estrutura, quando esta for atingida.

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (14)$$

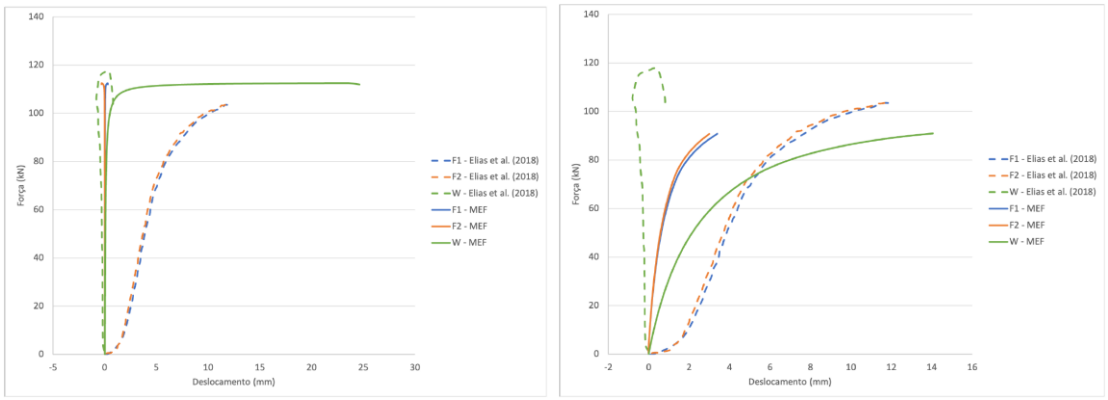
O comportamento pós-crítico, bem como a análise da carga última e dos deslocamentos que caracterizam o modo de colapso da estrutura, podem ser dados a partir de uma análise da relação força-deslocamento da estrutura. Para isso, de acordo com as recomendações dadas por Reis e Camotin [18], a solução do problema não-linear foi realizada pelo Método de Riks, também chamado de Método do Comprimento de Arco, o qual utiliza equações de equilíbrio estático não-lineares para resolver problemas instáveis, onde a resposta força-deslocamento é tal que tanto a força quanto o deslocamento podem decrescer durante a solução.

Esse método de resolução de problemas numéricos tem como diferencial a solução simultânea dos incrementos de força e deslocamento, sendo ambos controlados durante as iterações. O Método do Comprimento de Arco tem como essência a correção dos incrementos de carregamento e deslocamento a partir de uma restrição imposta ao espaço constitutivo, dada por um segmento de arco. A solução do problema será encontrada quando, em determinada iteração, a curva que restringe os passos de cálculo interceptar a curva da resposta procurada, ou seja, até atingir algum deslocamento máximo ou fator de proporcionalidade de carga indicado. Caso isso não seja feito, a análise continua sendo realizada até atingir o número máximo de incrementos. Nesse cenário, os parâmetros de controle da análise (número máximo de incrementos, magnitude do incremento inicial, mínimo e máximo) inseridos no *software* são apresentados na Tabela 5. Faz-se relevante mencionar que a Tabela 5 apresenta parâmetros iniciais impostos ao modelo de calibração, todavia percebeu-se convergência nas análises com um menor número de incrementos. À vista disso, foram então ajustados os parâmetros limites do problema numérico ao longo das modelagens feitas no presente estudo.

Nº máximo de incrementos	**Magnitude do incremento**		
	Inicial	**Mínima**	**Máxima**
2000	0,01	1E-010	0,01

Tabela 5 – Parâmetros de controle da análise.

Dando sequência à calibração do modelo numérico não-linear físico, a Figura 13 (a) apresenta a curva força *vs.* deslocamento da coluna simples, obtida pelo Método de Riks, junto às curvas experimentais obtidas por Elias *et al.* [15]. Comparando as curvas, nota-se que o modelo numérico sem as perfurações não foi capaz de exprimir o modo de colapso observado no modelo experimental, uma vez que o modelo experimental tem os maiores deslocamentos atuando nas abas da seção (flexão em torno do eixo de maior inércia) somado a um pequeno deslocamento, mas ainda existente, de flexão em torno do eixo de menor inércia, o que caracteriza um modo de colapso por flexo-torção; já o modelo numérico tem uma flexão na maior inércia praticamente nula e um grande deslocamento de flexão na menor inércia, caracterizando um modo de colapso por flexão.



(a) (b)

Figura 13 - Curva Força *vs.* Deslocamento (a) CS e Elias *et al.* [15], (b) CP e Elias *et al.* [15].

Além disso, o colapso da estrutura do modelo CS foi identificado também pelo alcance da tensão de Von Mises à tensão de escoamento do material. A carga última para tal modelo foi de 112,465 kN, apresentando um erro médio de 3,35% quando comparada à carga última experimental (108,82 kN), o aumento na capacidade estrutural já era esperado, devido à ausência da perfuração na coluna.

No âmbito dos comportamentos mecânicos decorrentes das perfurações constantes na coluna rack, Baldassino *et al.* [16] apontam que é esperado uma redução média da capacidade última do perfil em torno de 14% para peças perfuradas, penalização que é observada entre os resultados analíticos dados na Tabela 3, os quais apresentaram uma redução de 13,75% na capacidade. O modelo numérico apresentou um ganho de resistência menor que o esperado, comparando-se o modelo CS com os resultados experimentais, fato que pode ser justificado pela simplificação da rigidez pós-crítica por um modelo elastoplástico perfeito, por se tratar de um modelo numérico que não incorpora não-linearidades geométricas iniciais, e também por possíveis ações estabilizadoras no modelo experimental dos efeitos de imperfeições geométricas localizadas, também previstas por Branquinho [3].

Quanto à coluna perfurada, a curva força *vs.* deslocamento obtida é apresentada na Figura 13 (b), também junto às curvas experimentais obtidas por Elias *et al.* [15]. O modelo numérico da coluna perfurada, diferente do modelo da coluna simples, obteve o mesmo modo de colapso

que o modelo experimental, apresentando deslocamentos de flexão tanto em torno do eixo de menor inércia como também em torno do eixo de maior inércia, caracterizando um modo de flexo-torção. Porém, o deslocamento em torno do eixo de menor inércia é muito mais pronunciado no modelo numérico do que no experimental. De modo análogo ao modelo CS, para o modelo CP o colapso foi identificado com o critério de Von Mises. A carga última obtida foi de 90,9365 kN apresentando um erro médio de 16,34% em relação ao valor experimental. É válido destacar que o escoamento do material tem seu início nas bordas dos furos (Figura 14), estando de acordo com os resultados experimentais e numéricos encontrados na literatura sobre colunas de porta-paletes seletivos.

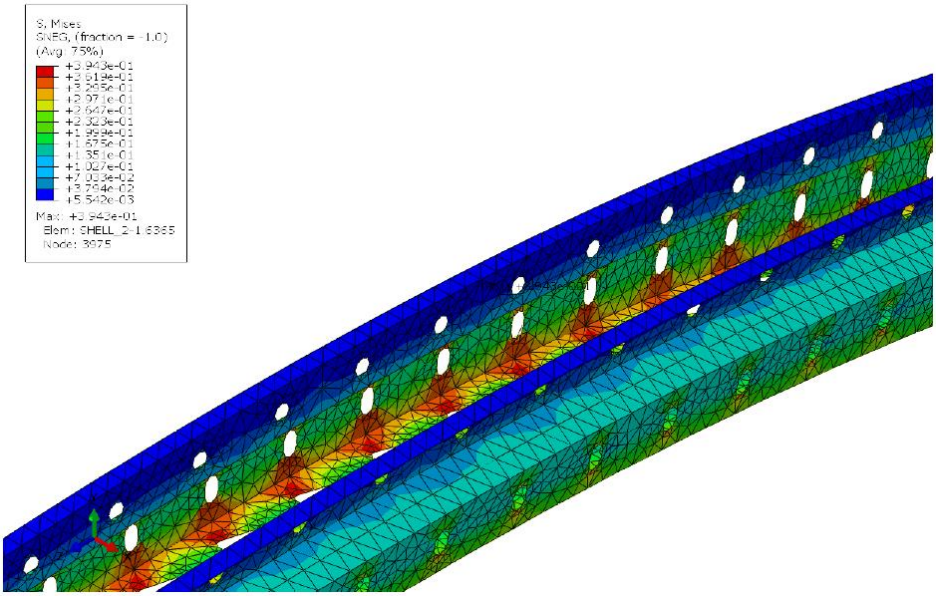


Figura 14 - Escoamento nas bordas dos furos.

Isto posto, conforme já previsto por estudos da literatura, o padrão de perfurações em colunas rack resultam em efeitos não-negligenciáveis no comportamento mecânico das seções em PFFs, os quais resultam em incompatibilidades com a proposta analítica vigente na ANSI/AISI S100:2020 [8], a qual resultou em um valor de carga crítica analítica 52,90% inferior ao previsto experimentalmente. Nesse âmbito, é notório os esforços de trabalhos da literatura em se compreender os efeitos das perfurações – tanto no que se refere à capacidade resistente da coluna rack, quanto ao impacto em seus modos de instabilidade –, para que assim, previsões para projetos de estruturas porta-paletes seletivos possam ser feitas garantindo um dimensionamento seguro e eficiente.

Analisando o comportamento após o ponto de bifurcação do elemento estrutural, nota-se que a estrutura possui uma significativa resistência pós-crítica, chegando ao colapso com valores 50,35% e 40,33% maiores que a carga crítica de estabilidade elástica, respectivamente para os modelos CS e CP. Faz-se relevante mencionar que esse comportamento pós-crítico no modelo CS é dúbio, pois a análise não-linear apresentou comportamentos de instabilidade diferentes

do experimental, o qual pode ser compreendido como efeito das perfurações no modo de colapso.

Comparando as simulações não-lineares com os resultados experimentais, os valores de carga última mostraram-se adequados. O desvio no resultado do modelo CP, pode ser tolerado se for observado os mesmos apontamentos feitos para o desvio do modelo CS, e pelo fato de que, apesar de o aparato experimental buscar simular uma coluna birrotulada, as bases de apoio tendem a conferir uma maior rigidez para a estrutura.

Diante do exposto, conclui-se que, para o objetivo do presente estudo, o qual pretende investigar os comportamentos mecânicos das colunas rack submetidas a compressão centrada, os modelos numéricos simulados foram devidamente calibrados pelas análises comparativas até então descritas.

Conclui-se também que, para obter uma maior acurácia nas análises não-lineares e consequentemente no comportamento pós-crítico da estrutura, são necessárias simulações considerando também as imperfeições geométricas. Sendo assim, o presente estudo obteve sequência na realização de uma análise de sensibilidade do modelo, a partir da implementação de imperfeições geométricas iniciais no modelo numérico calibrado. Além disso, uma análise paramétrica é feita a partir dos resultados da análise de sensibilidade, na qual é avaliado o comportamento estrutural a partir de diferentes alturas da coluna. Por fim, realizou-se uma análise comparativa dos resultados numéricos, experimentais de Elias *et al.* [15], e obtidos pelo método analítico proposto pela ANSI/AISI S100:2020 [8], estudo que expõem comportamentos mecânicos não-negligenciáveis para previsões de capacidade última de projeto de colunas rack. Os itens conseguintes apresentam os resultados da investigação feita.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a calibração do modelo numérico, pôde-se ampliar a investigação de modo a observar o comportamento mecânico da coluna rack e seus parâmetros não-negligenciáveis diante de uma análise de sensibilidade, paramétrica e, por fim, comparativa entre os modelos analíticos, numéricos e experimentais.

4.1 Análise de sensibilidade e paramétrica

Nesta etapa do trabalho o objetivo foi avaliar a carga última e o modo de colapso de colunas de racks, considerando a seção perfurada e não perfurada, em uma análise não-linear física e geométrica, variando parâmetros do modelo de forma a obter uma análise de sensibilidade, a qual permitirá conhecer a influência dos parâmetros variados sobre a resposta estrutural.

Conforme mencionado no tópico anterior, compreendeu-se que o comportamento mecânico das colunas de porta-paletes seletivos possui efeitos não-negligenciáveis de imperfeições geométricas iniciais. Nesse sentido, a partir da análise não-linear calibrada, o presente tópico apresenta o modelo numérico que incorpora os efeitos de segunda ordem, típicos em colunas porta-paletes. Por conseguinte, também será realizado uma análise paramétrica, a fim de obter a influência do comprimento da coluna rack nos valores de capacidade última e modos

de instabilidade. No total, foram desenvolvidos 14 novos modelos, sendo 7 modelos CS (coluna simples sem perfuração) e 7 modelos CP (coluna perfurada).

4.1.1 Imperfeição geométrica

O presente tópico apresenta a consideração de um parâmetro indispensável para obter uma maior acurácia nas análises não-lineares e, consequentemente, no comportamento pós-crítico da coluna rack. As imperfeições geométricas, caso medidas no modelo físico, podem ser inseridas de modo absoluto. Porém, quando não há tais informações, elas são inseridas a partir da deformada obtida nos modos de flambagem obtidos na análise de estabilidade elástica, sendo essa ponderada por um fator de escala.

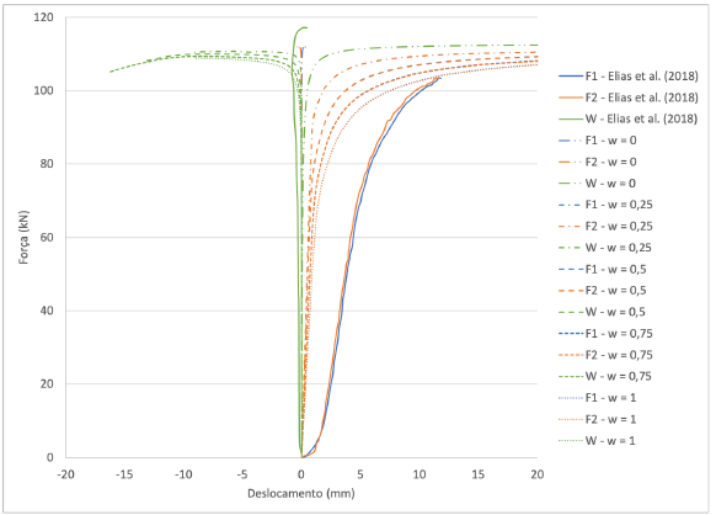
Nesse sentido, para o modelo numérico calibrado do protótipo 2400_90_2,25, foi considerado o primeiro modo de instabilidade, *i.e.*, flexo-torção. Para estudar a sensibilidade do modelo, bem como buscar uma maior precisão frente aos resultados experimentais, adotou-se 4 diferentes valores para o fator de escala, sendo esses: 0.25, 0.5, 0.75 e 1. O fator de escala (*w*), representa um coeficiente ponderador dos valores de deslocamento obtidos na análise de estabilidade elástica.

Os resultados das análises de sensibilidade são ilustrados na Figura 15, a qual apresenta as curvas força *vs.* deslocamento na meia altura da coluna, para o caso (i) do modelo experimental de Elias *et al.* [15], (ii) do modelo numérico sem imperfeição geométrica (w=0), (iii) e das 4 imperfeições consideradas para o modelo CS e CP. Ainda, a Tabela 1 apresenta os valores de carga última obtidos e os respectivos modos de colapso.

Modelo	*w*	Modo de colapso	$P_{u,MEF}$ (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)	$\frac{P_{u,MEF}}{P_{u,exp}}$
CS	0,25	FT	110,68	108,82	1,017
	0,50	FT	109,99	108,82	1,010
	0,75	FT	109,42	108,82	1,0055
	1,00	FT	108,85	108,82	1,0003
CP	0,25	FT	107,57	108,82	0,9885
	0,50	FT	106,47	108,82	0,9784
	0,75	FT	105,63	108,82	0,9707
	1,00	FT	104,86	108,82	0,9636

Tabela 1 – Resultados da análise de incorporação de imperfeições geométricas.

(a)



(b)

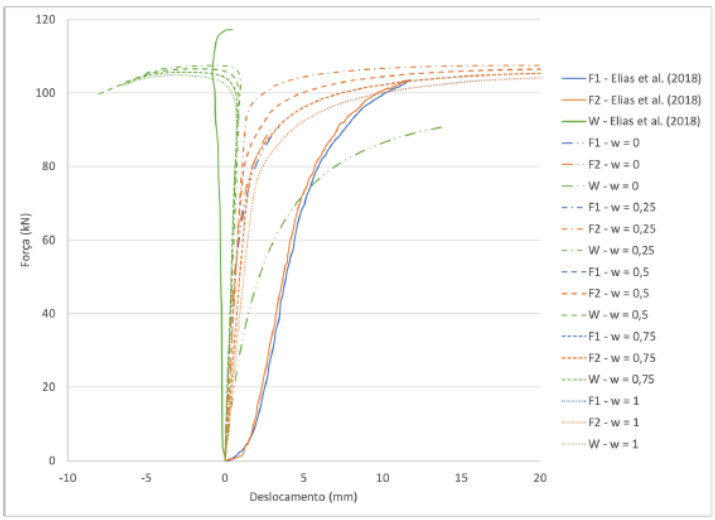


Figura 15 - Curva Força vs. Deslocamento (a) CS (b) CP.

Nota-se que a consideração das imperfeições geométricas possibilitou uma melhor representação do modelo experimental, com os modelos numéricos (tanto CS quanto CP) apresentando deslocamentos muito pequenos até altos valores de carga na posição do transdutor W (vide Figura 12), e deslocamentos caracterizando uma flexão em torno do eixo de maior inércia (transdutores F1 e F2), o que por fim configura um modo de colapso por flexo-torção.

Uma das razões para possíveis diferenças entre os modelos numéricos e resultados experimentais é a presença dos efeitos de acomodação da estrutura na análise experimental. Todavia, com o aumento do fator de escala, ocorreram maiores deslocamentos sob menores forças aplicadas, o que aproximou o modelo numérico do experimental.

Como, geometricamente, o modelo numérico CP melhor representa as condições da coluna rack, a escolha do fator de escala das imperfeições para a utilização nos modelos subsequentes, se deu em discussões sobre o próprio. Em termos de valor de carga última, o modelo com *w* igual a 0,25 é o que mais se aproxima do modelo experimental. Porém, este apresenta uma curva força-deslocamento com um trecho linear praticamente vertical, distanciando-se da curva experimental. Desse modo, adotou-se o modelo com *w* igual a 0,50, o qual apresenta uma carga última 2,16% menor que a carga última obtida experimentalmente e uma curva força-deslocamento que tende a convergir com a experimental. O modelo CS com *w* igual a 0,50 apresenta uma carga última 1,08% maior que a experimental – o que é esperado, conforme discussões já mencionadas – e 3,31% maior que o modelo CP.

4.1.2 Altura da coluna

Outro parâmetro analisado numericamente foi a altura da coluna. O objetivo ao realizar uma análise paramétrica variando a altura, além de observar a capacidade última da estrutura, é identificar a ocorrência de diferentes modos de instabilidade, principalmente modos locais e distorcionais, típicos em colunas de porta-paletes.

As alturas utilizadas nessa análise, além da coluna de 2400 mm – a qual vem sendo utilizada desde a primeira etapa desse estudo –, foram simulados modelos com 2000, 1400 e 800 mm, sendo esses valores os mesmos utilizados por Elias *et al.* [15] em sua campanha experimental. Destaca-se que estes modelos já foram analisados considerando a imperfeição geométrica com fator de escala (*w*) igual a 0,5. Os resultados obtidos na análise paramétrica são apresentados na Tabela 2.

Modelo	Altura da coluna (mm)	Modo de colapso	P_u (kN)	$\frac{P_{u,altura}}{P_{u,2400}}$
CS	2400	FT	109,99	1,000
	2000	FT	148,36	1,349
	1400	FT	269,55	2,451
	800	D	455,16	4,138
CP	2400	FT	106,47	1,000
	2000	FT	145,90	1,370
	1400	FT	238,46	2,240
	800	D+F	341,31	3,206

Tabela 2 – Resultados da análise paramétrica variando a altura da coluna.

Analisando os resultados obtidos, fica nítido o aumento na resistência devido à redução na altura da coluna, o que indica que a sua resistência é governada pela estabilidade do elemento. Cabe observar que até a altura de 1400 mm, o modo de colapso continua sendo por flexo-torção, já para os modelos com 800 mm, nota-se que o modelo CS possui uma resistência muito maior que o modelo CP e tem seu colapso dado por um modo distorcional de

instabilidade, enquanto o modelo CP tem seu colapso dado por uma combinação de instabilidade distorcional e flexão em torno do eixo de menor inércia. A Figura 2.5 apresenta a deformada no colapso dos modelos CS e CP com altura de 800 mm.

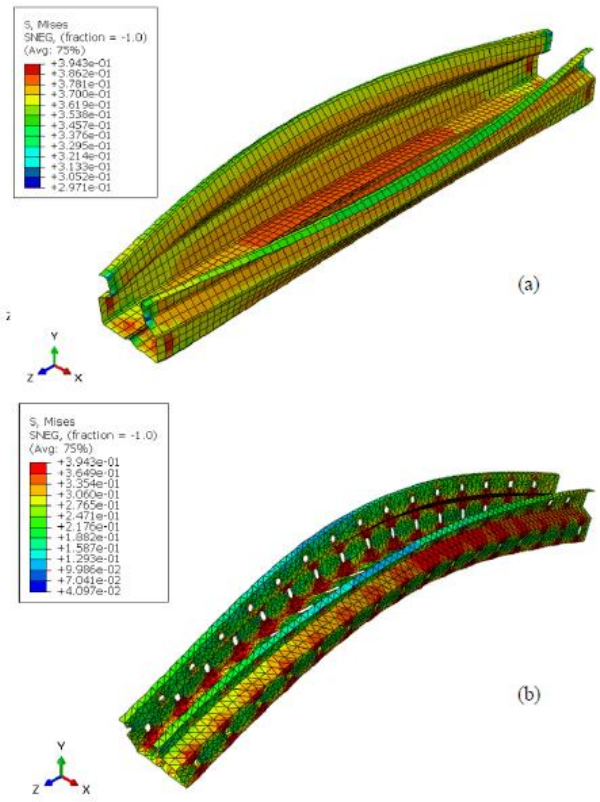


Figura 16 - Colapso da coluna com 800 mm dos modelos (a) CS (b) CP.

4.2 Análise comparativa

No intuito de avaliar a adequabilidade do método analítico proposto pela ANSI/AISI S100:2020 [8], já descrito no presente trabalho, e compor as análises dos comportamentos mecânicos não-negligenciáveis de colunas rack, foi realizada a previsão de capacidade última para as diferentes alturas da coluna porta-palete seletivo. Nesse sentido, uma análise comparativa entre os resultados do modelo CP analíticos, numéricos e experimentais de Elias *et al.* [15] é ilustrada no gráfico da Figura 17.

Nota-se que, o conservadorismo normativo é evidente em modelos que apresentaram modos de instabilidade por flexo-torção, todavia, o mesmo não ocorre para o modelo de coluna rack com 800 mm de altura, o qual apresentou a combinação de instabilidade distorcional e flexão em torno do eixo de menor inércia. À vista disso, compreende-se que a proposta normativa vigente na ANSI/AISI S100:2020 [8] apresenta resultados contra-segurança para os casos de colunas rack com modos de instabilidade distorcionais. Faz-se relevante mencionar que o mesmo também foi observado nas análises de Branquinho [3] e Sarawit e Pekoz [4], os quais constataram as inconsistências do método do comprimento efetivo proposto pela norma, para

casos em que a coluna rack apresentou a interação entre modos de instabilidade, *e.g.* modo distorcional e global, e/ou interações com instabilidade por flexo-torção.

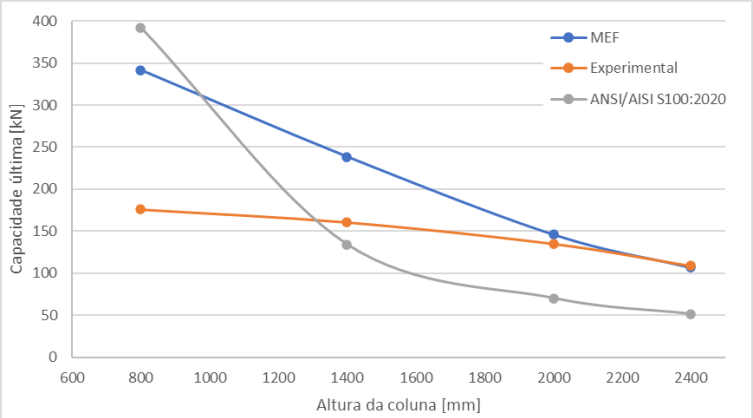


Figura 17 – Análise comparativa entre os resultados de capacidade última do modelo CP.

Ainda no âmbito da análise dos resultados do modelo CP de 800 mm, observou-se uma maior incompatibilidade entre o modelo numérico e experimental. Isso pode ser justificado em função do complexo comportamento de instabilidade, o qual pode tornar relevante as diferenças entre as condições de contorno ideias do modelo numérico e as impostas experimentalmente por Elias *et al.* [15]. Além disso, também atrelado ao comportamento em colapso por distorção, Branquinho [3] afirma que, para estes casos, as imperfeições geométricas a nível de seção transversal alteram o comportamento estrutural, impondo um efeito estabilizador ou não na coluna rack, fato que também pode explicar as diferenças entre os resultados de capacidade última das análises.

A Tabela 3 resume os resultados obtidos na análise comparativa feita, tanto para o modelo de coluna simples (CS), quanto para a coluna perfurada (CP). O ganho evidente de resistência dos modelos CS confirmam o impacto do padrão de perfurações na capacidade da coluna rack, fenômeno que se torna mais pronunciado nos modelos de 1400 mm e 800 mm, os quais demonstraram a transição de instabilidade por flexo-torção e distorcional, respectivamente.

O característico impacto dos efeitos de segunda ordem estrutural em seções PFF perfuradas e com enrijecedores, o qual pode ser observado na análise de sensibilidade dada na Tabela 1, faz com que as simplificações no âmbito linear elástico do método proposto pela norma americana, tornem os resultados de capacidade última incompatíveis com os observados experimentalmente e pelos modelos numéricos. Isto também pode ser explicado pelo método de análise por comprimentos efetivos, os quais partem de simplificações de condições de contorno da coluna rack, fato que também não é compatível com a estrutura porta-palete na direção do corredor.

Modelo	Altura da coluna (mm)	Modo de colapso	$P_{u,MEF}$ (kN)	$P_{u,exp}$ (kN)*	$P_{u,an}$ (kN)	$\frac{P_{u,MEF}}{P_{u,exp}}$	$\frac{P_{u,an}}{P_{u,exp}}$
CS	2400	FT	109,99	108,82	59,429576	1,0107517	0,54612733
	2000	FT	148,36	134,96	81,403819	1,0992887	0,60316997
	1400	FT	269,55	160,51	155,9437	1,6793346	0,9715513
	800	D	455,16	175,76	456,82943	2,5896677	2,59916609
CP	2400	FT	106,47	108,82	51,258679	0,9784047	0,47104097
	2000	FT	145,9	134,96	70,107659	1,0810611	0,51946991
	1400	FT	238,46	160,51	134,00895	1,4856395	0,83489471
	800	D+F	341,31	175,76	391,87621	1,9419094	2,22960978

Pu,exp [kN]* = Resultados experimentais de Elias et al. [15] para colunas rack perfuradas

Pu,MEF = Resultados de carga crítica do modelo numérico não-linear físico e geométrico

Pu,an = Carga crítica obtida pela formulação analítica da ANSI/AISI S100:2020

Tabela 3 – Resultados da análise comparativa.

5 CONCLUSÃO

No presente trabalho foi desenvolvido um estudo sobre o comportamento mecânico de colunas de porta-paletes seletivos, com o intuito de investigar os parâmetros não-negligenciáveis para a definição da sua capacidade última e modos de instabilidade. Nesse âmbito, avaliou-se a influência da conformação a frio das sessões rack, *e.g.* rigidez pós-crítica e esbeltez, bem como a incorporação da não-linearidade física e geométrica nos modelos. Sobre os resultados obtidos, concluiu-se:

i. A calibração do modelo elástico linear, além de definir importantes parâmetros para o modelo numérico, *e.g.* elemento finito compatível com os objetivos do estudo e refinamento da malha, também expõem as limitações do método analítico proposto pela ANSI/AISI S100:2020 [8], o qual apresentou resultados condizentes com a análise de estabilidade elástica;
ii. A etapa de calibração do modelo não-linear também agregou importantes aspectos à modelagem, tais como condições de contorno compatíveis com o experimento base do estudo, passos de iteração necessários para convergência dos resultados. Por conseguinte, a partir da comparação do comportamento do modelo numérico com os experimentos de Elias *et al.* [15], tem-se os primeiros indícios dos parâmetros não-negligenciáveis no estudo de capacidade última e modos de instabilidade de colunas rack, *e.g.* padrão de perfurações da seção, modelo físico que incorpore a rigidez pós-

crítica típica de PFFs, e a consideração de efeitos de segunda ordem advindos de imperfeições geométricas;

iii. As imperfeições geométricas possuem uma grande influência sobre o comportamento mecânico das colunas porta-paletes seletivos, tanto na determinação da sua capacidade última, quanto nos seus modos de instabilidade. Nota-se o apontado nos valores de carga crítica dos modelos de colunas perfuradas (CP) em comparação com o experimental, e também no comportamento mecânico da seção rack não perfurada, uma vez que, a partir da consideração das imperfeições pela análise de sensibilidade, o modelo que anteriormente apresentava um modo de colapso de flexão em torno do eixo de menor inércia, passou a apresentar um modo de colapso por flexo-torção (flexão em torno do eixo de maior inércia combinada com torção);

iv. Nota-se que a variação entre os valores do fator de escala das imperfeições geométricas não provocou grandes alterações na capacidade última e modos de instabilidade do modelo, entretanto foram essenciais para aproximar os deslocamentos da análise numérica ao modelo experimental. Conforme previsto por Branquinho [3], um dos pontos críticos da análise global de porta-paletes na direção do corredor, é a eficiência na simulação dos deslocamentos e deformações estruturais, visto que os procedimentos normativos impõem limites de deslocabilidade do pórtico. Nesse cenário, a definição de um fator de escala representativo do modelo experimental é essencial para futuras análises globais do porta-palete seletivo;

v. A redução na altura da coluna provocou grandes mudanças no comportamento, e principalmente na resistência dos modelos, tornando-se nítida a influência da esbeltez global sobre eles. Com essa variação da altura da coluna, pode-se observar que a presença de perfurações na coluna possui mais efeito sobre as colunas curtas, uma vez que para o modelo com 800 mm, não só a resistência é bem distinta entre o modelo CS e CP, mas também o modo de colapso se diferencia, onde enquanto o primeiro modelo apresenta apenas o modo distorcional, o segundo apresenta o distorcional combinado com uma flexão. À vista disso, e de posse do conhecimento do eventual colapso de estruturas porta-paletes seletivos por instabilidade distorcional, flexo-torção e pela interação entre esses modos, nota-se a influência não-negligenciável de efeitos de segunda ordem na resposta estrutural de colunas rack, denotando a necessidade de análises que incorporam tais complexos comportamentos;

vi. Há a hipótese de que eventuais diferenças entre o modelo numérico e os resultados experimentais podem ser decorrentes da não incorporação de imperfeições a nível de seção transversal do rack no modelo numérico, as quais, segunda os estudos de Branquinho [3], são fundamentais para as devidas previsões de capacidade última e modos de instabilidade de colunas rack suscetíveis a modos distorcionais.

Quanto ao principal objetivo desse trabalho – investigar o comportamento mecânico de colunas rack e seus parâmetros não-negligenciáveis –, pode-se identificar que, como esperado, as perfurações, as imperfeições geométricas, a rigidez pós-crítica e os comportamentos não-lineares geométricos são essenciais para uma análise estrutural segura e eficiente de colunas de porta-paletes seletivos. Os típicos comportamentos estruturais observados em seções rack geram incompatibilidades na proposta de análise normativa da ANSI/AISI S100:2020 [8], as

quais eventualmente geram resultados conservadores, ou até contra a segurança, conforme concluído no presente estudo.

Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, e também do CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) – nº do Processo 131187/2022-8.

REFERÊNCIAS

1. Winter G, Pekoz T. Cold-formed Steel Rack Structures. In: 2nd International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures [Internet]. University of Missouri - Rolla; 1973. Available from: https://scholarsmine.mst.edu/isccss/2iccfss/2iccfss-session8/1
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR15524-1 Sistemas de armazenagem Parte 1: Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT; 2007.
3. Branquinho M. Análise de estabilidade e dimensionamento de porta-paletes seletivos com base no método da análise direta. [São Carlos]: Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos; 2021.
4. Sarawit AT, Peköz T. Design of Industrial Storage Racks. In: 16th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. Orlando, Florida: Missouri University of Science and Technology; 2002.
5. Hancock GJ. Distortional Buckling of Steel Storage Rack Columns. Journal of Structural Engineering. 1985;111(12):2770–83.
6. Baldassino N, Bernuzzi C. Analysis and behaviour of steel storage pallet racks [Internet]. Vol. 37, Thin-Walled Structures. 2000.
7. Baldassino N, Zandonini R. Design by testing of Industrial Racks. Advanced Steel Construction an International Journal. 2011 Mar; 7:27–47.
8. American Iron and Steel Institute. AISI S100. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural. Washington, D.C., 2016 Edition (Reaffirmed 2020), 2020.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15524-2: Sistemas de armazenagem Parte 2: Diretrizes para o uso de estruturas tipo porta-paletes seletivos. NBR 15524-2. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: ABNT; 2007.
10. RACK MANUFACTURERS INSTITUTE (RMI). MH16.1: Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks. Charlotte (USA): Rack Manufactures Institute; 2012.

11. Moen C, Schafer BW. Elastic buckling of cold-formed steel columns and beams with holes. Eng Struct. 2009; 31:2812–24.

12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço perfis formados a frio. Rio de Janiero: ABNT; 2010.

13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT; 2008.

14. Australian Standard (AS). 4084 Steel Storage Racking. Sidney: AS; 2012.

15. Elias GC, de Almeida Neiva LH, Sarmanho AMC, Alves VN, Barbosa e Castro AF. Ultimate load of steel storage systems uprights. Eng Struct. 2018 Sep 1; 170:53–62.

16. Baldassino N, Bernuzzi C, di Gioia A, Simoncelli M. An experimental investigation on solid and perforated steel storage racks uprights. J Constr Steel Res. 2019 Apr 1; 155:409–25.

17. ABAQUS. ABAQUS User's Manual. Simulia Corporation ABAQUS v. 6.14, editor. Rhode Island, USA: Dassault Systèmes; 2017.

18. Reis A, Camotim D. Estabilidade Estrutural. Lisboa: McGRAW-HILL; 2000.

Tema: Ligações: concepção, projeto e elementos de fixação

Avaliação numérica de modos de falha da ligação luva em perfis tubulares de seção retangular

Lucas Roquete[1]
Matheus Miranda de Oliveira[2]
Edmundo Pedro Gonçalves Pena[3]
Arlene Maria Cunha Sarmanho[4]

Resumo
Os perfis tubulares são peças com grande utilização em estruturaras treliçadas por possuírem uma ótima performance aos esforços axiais, além de permitirem o vencimento de grandes vãos livres com um peso próprio reduzido. Durante o processo de fabricação, montagem e transporte dessas peças, os tubos são subdivididos em barras com tamanhos menores, existindo assim, a necessidade da criação de um mecanismo para conectar um tubo ao outro, para a formação da estrutura desejada. Nesse contexto, o objetivo deste trabalho foi realizar uma análise numérica e teórica do comportamento e resistência da ligação tipo luva formada por perfis tubulares retangulares estruturais de aço. Essa ligação é feita utilizando um tubo adicional de menor seção transversal (altura e largura) posicionado internamente aos tubos, conectados por parafusos passantes alinhados ao eixo. A ligação foi avaliada quanto a esforços de tração e compressão, permitindo identificar os principais modos de falha e determinar sua capacidade resistente. Os modos de falha dominantes observados foram o escoamento da seção bruta, a ruptura da seção líquida e a ovalização dos furos, ocorrendo tanto nos tubos externos quanto nos tubos internos da ligação.

Palavras-chave: Estruturas de aço; Perfis tubulares; Ligações de emenda; Ligação luva.

Numerical evaluation of failure modes of the sleeve connection in rectangular section tubular profiles.

Abstract
Tubular profiles are widely used in truss structures due to their high resistance to axial forces and their ability to span large distances with reduced self-weight. During the manufacturing, assembly, and transportation processes of these components, the tubes are subdivided into smaller structures, requiring the creation of a connection mechanism to ensure the continuity of the desired structure. In this context, the goal of this study was to perform a numerical and theoretical analysis of the behavior and strength of the sleeve-type connection formed by rectangular structural steel tubular profiles. This connection is achieved by using an additional tube of smaller cross-section (height and width) positioned internally to the tubes, connected by through bolts aligned with the axis. The connection was evaluated under tensile and compressive loads, allowing for the identification of the main failure modes and determination of its load-carrying capacity. The dominant failure modes observed were the yielding of the gross section, rupture of the net section, and bearing failure, occurring in both the external and internal tubes of the connection.

Keywords: Steel structures; Tubular profiles; Continuous joint; Sleeve connection.

[1] Engenheiro Civil, doutor, professor, DTECH, Universidade Federal de São João del Rei - UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, mestre, estudante de doutorado, DECIV, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
[3] Estudante de Engenharia Civil, doutor, professor, DTECH, Universidade Federal de São João del Rei - UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.
[4] Engenheira Civil, doutora, professora, DECIV, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os perfis tubulares de aço são amplamente utilizados em várias regiões do mundo, incluindo a Europa, Sudeste Asiático, Austrália e América do Norte. Esses perfis oferecem uma solução eficiente para elementos estruturais que precisam vencer grandes vãos livres, devido à sua resistência elevada e peso próprio reduzido. Além disso, a padronização dos perfis facilita a fabricação e a conexão, contribuindo para a rapidez na montagem da estrutura (Gerken, 2003).

No contexto brasileiro, o uso de perfis tubulares na construção metálica tem crescido significativamente. Esses perfis de aço apresentam excelente capacidade resistente aos esforços axiais em comparação com as seções abertas. Por isso, são amplamente empregados em sistemas estruturais treliçados, nos quais os esforços axiais são predominantes. Além disso, a capacidade de vencer grandes vãos livres com peso próprio reduzido torna esses perfis ideais para treliças (Wardenier et al., 2010).

Devido a questões logísticas, técnicas e de fabricação, os tubos são divididos em estruturas com comprimentos menores do que os necessários para certas estruturas. Isso requer a criação de um mecanismo de conexão para unir os tubos e garantir a continuidade da estrutura desejada. Portanto, estudos sobre ligações em perfis tubulares têm se tornado cada vez mais importantes, levando a um aumento das investigações teóricas sobre o comportamento e o desenvolvimento de novas tipologias de conexão, com o aproveitamento das características mecânicas, a fim de facilitar o processo de montagem da estrutura (Araujo et al., 2016).

Atualmente, a ABNT NBR 16239 (2013) para projetos de estruturas de aço e mistas de aço e concreto em edifícios com perfis tubulares prevê apenas a ligação flangeada. Essa ligação é composta por duas placas (placas do flange) conectadas por solda de filete na extremidade dos perfis a serem unidos, com as placas unidas entre si por parafusos. Embora seja o tipo de ligação mais utilizado, ela pode causar desconforto estético devido à aparente descontinuidade na barra do elemento estrutural.



Figura 1: Ligação Flangeada

Fonte: Vieira (2011)

Nesse contexto, foi desenvolvida uma nova tipologia de ligação de emenda de barras, chamada de ligação tipo luva. Essa ligação, que consiste em dois tubos externos circulares unidos por um tubo interno e parafusos, foi estudada anteriormente para perfis tubulares circulares por Amparo (2014), Amparo et al. (2015b), Roquete et al. (2017b), Roquete (2018), Oliveira (2019),

Oliveira et al. (2020), Roquete et al. (2021) e Roquete et al. (2022). A ligação tipo luva foi desenvolvida com o objetivo de facilitar a montagem e melhorar a estética da estrutura treliçada, sendo considerada mais agradável visualmente quando comparada à ligação flangeada. Além disso, outros estudos também abordaram análises numéricas da ligação tipo luva e seus modos de falha, como Vieira et al. (2011), Amparo et al. (2014), Amparo et al. (2015a), Roquete et al. (2016) e Roquete et al. (2017a).

De acordo com Salmon e Johnson (1990), os estados limites ou modos de falha para elementos estruturais, como chapas e perfis conectados por parafusos e submetidos a forças axiais de tração, incluem falha por ruptura da chapa (seção líquida), cisalhamento da chapa, pressão de contato na chapa, pressão de contato no conector, falha por tração no conector, flexão no conector e cisalhamento do conector. Portanto, os modos de falha dominantes na ligação tipo luva, sob tração e compressão, como descrito por Roquete (2018), Roquete et al. (2020) e Roquete et al. (2021) e Oliveira (2019), são: escoamento da seção bruta (ESB), ruptura da seção líquida (RSL), esmagamento da parede do furo (ovalização do furo - OF), cisalhamento do parafuso (CP) e flexão dos parafusos (FP). Esses modos de falha podem ocorrer tanto no tubo externo quanto no tubo interno da ligação.

Diferentemente dos estudos anteriores, o objetivo deste trabalho é avaliar a ligação tipo luva para perfis tubulares retangulares de aço por meio de um estudo teórico e numérico. A Figura 2 apresenta um modelo esquemático da ligação tipo luva avaliada, composta por dois tubos externos (TE) e um tubo interno (TI) unidos por parafusos alinhados. A ligação é analisada sob tração e compressão por meio de um estudo paramétrico com 62 modelos numéricos de elementos finitos, variando o número de parafusos e as propriedades geométricas dos tubos. Por fim, os resultados são comparados com as formulações existentes na literatura.

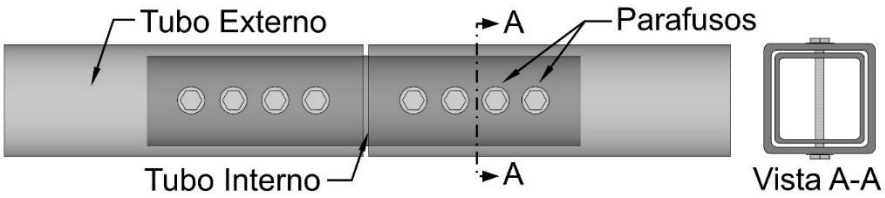


Figura 2: Ligação tipo luva

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Foi realizado o desenvolvimento de um modelo numérico utilizando o Método dos Elementos Finitos, por meio do software ANSYS 22, uma ferramenta amplamente utilizada em estudos e análises estruturais. Para facilitar a construção do modelo e permitir modificações na geometria de forma automatizada, bem como controlar os parâmetros no modelo numérico, foi utilizada a programação em linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language*). Nesta seção, serão apresentadas as características e propriedades da modelagem numérica, o critério de falha adotado, o estudo paramétrico realizado e uma análise teórica da ligação.

2.1 Modelagem numérica

O modelo numérico da ligação tipo luva, estudada nesse trabalho, consiste em dois grupos de tubos retangulares. No primeiro grupo, os tubos internos têm dimensões de 90x60 mm e os tubos externos têm dimensões de 110x80 mm. No segundo grupo, os tubos internos têm dimensões de 110x80 mm e os tubos externos têm dimensões de 130x100 mm. A espessura do tubo interno é de 5 mm para todos os modelos, enquanto a espessura do tubo externo varia de 2,5(mm); 3,0(mm); 3,5(mm); 4,0(mm) e 4,5(mm).

Foram considerados de 2 a 5 parafusos nos modelos, sem modelagem da cabeça dos parafusos, seguindo o trabalho de Roquete (2018). O comportamento do material nos modelos numéricos foi representado pelo modelo de material multilinear elástico (*Multilinear Isotropic Hardening*), permitindo a análise na fase plástica.

Para a modelagem dos tubos, foi utilizado o elemento casca (SHELL) e para a modelagem dos parafusos, foi utilizado o elemento sólido (SOLID). O SHELL181, foi escolhido para representar os tubos, sendo ele um elemento estrutural homogêneo com quatro nós e seis graus de liberdade por nó, que permite malhas irregulares e aplicação de carga em todas as direções. Já o SOLID186, escolhido para representar os parafusos, que possui vinte nós e três graus de liberdade por nó, também aceitando malhas irregulares e aplicação de carga em todas as direções. Considerou-se o contato entre as áreas dos furos dos tubos com a lateral do parafuso na constituição do modelo numérico. Essa interação foi feita utilizando o contato Node-to-Surface ou Surface-to-Surface com os elementos CONTA175 e TARGE170.

A geração da malha foi realizada de forma livre, utilizando principalmente elementos quadriculares, com a opção de elementos tetraédricos e triangulares como alternativa. Na região dos furos foram criadas subdivisões nas linhas, para melhorar a criação das malhas. As malhas tiveram variação de tamanho para obter uma melhor convergência dos resultados, com malhas de 6 mm para os elementos de casca dos tubos e malhas de 5 mm para os elementos sólidos dos parafusos.

As condições de contorno foram estabelecidas acoplando os nós das extremidades dos tubos para distribuir igualmente o deslocamento aplicado ao longo da seção transversal. Em uma das extremidades, foi aplicada restrição de deslocamento e rotação para simular um engaste no tubo. Na outra extremidade, foi aplicado um deslocamento de 15 mm para tração e compressão nos nós dos perfis tubulares na direção do eixo z. A solução do modelo numérico foi obtida utilizando o método incremental interativo Newton-Raphson Padrão.

Na Figura 3 é ilustrado o modelo numérico desenvolvido para as análises.

2.2 Critério de falha

Para avaliação da ligação luva adotou-se o critério de von Mises para indicar o início da falha da ligação. No momento em que material atinge o escoamento, mesmo com adição de carregamento, a tensão de von Mises permanece constante com acréscimo das deformações. Logo, para identificação um modo de falha em análises numéricas a deformação de von Mises também é utilizada, especificando-se um determinado valor de deformação no qual é assumida

a falha do material. Neste trabalho, assumiu-se que os modos de falha de Ovalização (OF) e Ruptura da Seção Liquida (RSL) são determinados pela a deformação excessiva do material, como também utilizado por Oliveira et al. (2020), Roquete et al. (2021) e Roquete et al. (2022). Assim, no instante que a deformação total de von Mises ultrapassa a deformação última de ruptura do material é caracterizada a falha. A falha por Escoamento da Seção Bruta (ESB) é determinada quando no momento do pico de carga da ligação, em que não foram identificados os demais modos de falha.

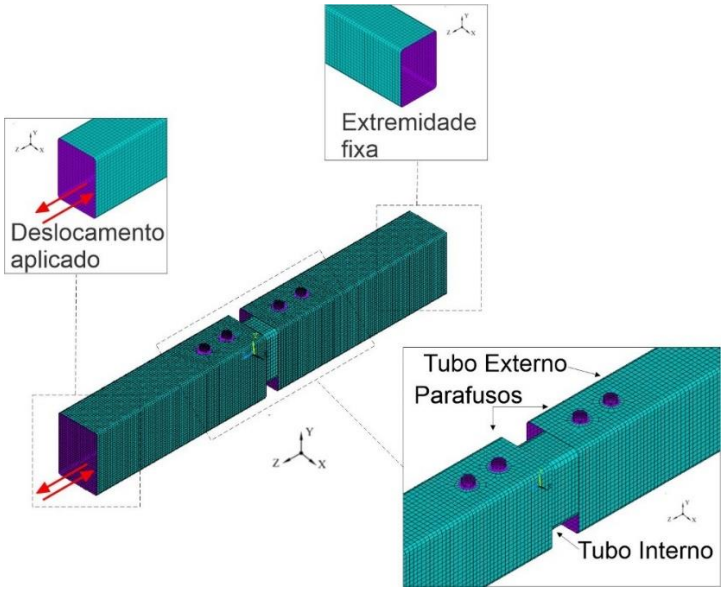


Figura 3: Modelo numérico

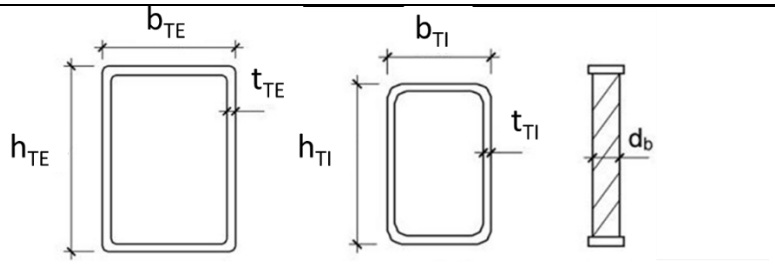
2.3 Estudo Paramétrico

Foram gerados 62 modelos variando-se a geometria e o número de parafusos com intuito de obter uma análise do comportamento da ligação e dos tubos, divididos em 31 modelos para compressão e 31 para tração.

As propriedades geométricas de cada grupo de modelos podem ser observadas na Tabela 1, são apresentados o número de parafusos usados, espessura do tubo interno, espessura do tubo externo, tensão de escoamento (f_y) dos tubos de 250MPa, tensão de ruptura dos tubos (f_u) de 360MPa, todos os modelos contam com parafusos de 15 milímetros de diâmetro, tensão de escoamento (f_{yb}) de 635 MPa e tensão de ruptura (f_{ub}) de 825 MPa. O módulo de elasticidade do aço considerado nas análises foi de 200 000 MPa e o coeficiente de Poisson 0,3. Para permitir a transmissão dos esforços entre os tubos e os parafusos foram utilizados os elementos de contato. O diâmetro total dos furos foi de 18,5 milímetros, valor calculado conforme prescrito no item 5.2.4.1 da ABNT NBR 8800 (2008).

Tabela 1. Propriedades geométricas dos modelos do estudo paramétrico

Modelo	Número de parafusos	Tubo externo			Tubo interno	
		Altura h_{TE} (mm)	Largura b_{TE} (mm)	Espessura t_{TE} (mm)	Altura h_{TI} (mm)	Largura b_{TI} (mm)
1	2	110	80	2.5	90	60
2	3					
3	4					
4	5					
5	2			3		
6	3					
7	4					
8	5					
9	2			3.5		
10	4					
11	5					
12	2			4		
13	3					
14	4					
15	5					
16	2			4.5		
17	3					
18	4					
19	5					
20	2	130	100	2.5	110	80
21	4					
22	5					
23	2			3.5		
24	3					
25	4					
26	5					
27	2			4		
28	3					
29	4					
30	5					
31	3			4.5		



2.4 Análise Teórica

Atualmente não existem prescrições normativas para a determinação da resistência dos modos de falha da ligação luva. Os estados limites da ligação verificados nesse trabalho são baseados nos resultados apresentados por Roquete (2018), Oliveira (2019) além os estados limites últimos dos tubos e parafusos segundo a ABNT NBR 8800 (2008).

A partir dos modelos numéricos apresentados na Tabela 1, foi realizado a avaliação teórica da ligação tipo luva sob compressão e sob tração. Nos itens seguintes estão apresentadas as formulações de cada modos de falha da ligação encontrados durante a análise numérica dos modelos: Escoamento da seção bruta dos tubos (ESB), Ovalização do furo (OF) e Ruptura da seção líquida (RSL).

2.4.1 Escoamento da seção bruta dos tubos (ESB)

O escoamento da seção bruta é caracterizado quando o perfil de seção retangulares atinge a deformação plástica, ultrapassando o limite elástico de deformação do aço, determinado conforme a equação 1.

$$N_{c,Rk} = P_{teo} = A_g \times f_y \qquad (1)$$

Onde: A_g - área bruta da seção; f_y - tensão de escoamento do aço;

2.4.2 Ovalização do furo (OF)

O módulo de falha da ruptura da seção líquida é descrito como a estricção seguido do rompimento da peça junto à borda do furo, de acordo com o proposto por Roquete (2018), Roquete et al. (2021) e Roquete et al. (2022) e pela ABNT NBR 8800 (2008) é determinado pela formulação apresentadas a seguir (equação 2 a 4).

$$N_{t,Rk} = P_{teo} = A_e \times f_u \left\{ \begin{array}{c} A_e = C_t \times A_n \\ A_n = A_g - 2d_f t \\ C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}; e_c = \frac{d^2 + 2db}{4(d+b)} \end{array} \right\} \qquad (2)$$

$$\text{para } n < 4 : l_c = l_{f1} + (n-1) l_{f2} \qquad (3)$$

$$\text{para } n \geq 4 : l_c = l_{f1} + 3 l_{f2} \qquad (4)$$

Onde: A_e - área líquida efetiva da seção do tubo; A_g - área bruta da seção do tubo; f_u - resistência à ruptura do aço; C_t - coeficiente de redução da área líquida; d_f - diâmetro do furo (d_b + folga); t - espessura do tubo; e_c - excentricidade da ligação; l_c - comprimento efetivo da ligação; d - dimensão do tubo perpendicular ao parafuso; b - dimensão do tubo paralela ao parafuso.

2.4.3 Ruptura da seção líquida (RSL)

A norma brasileira ANBT NBR 8800 (2008) apresenta uma formulação para a determinação da força resistente de cálculo de pressão de contato em furos, considerando o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo e borda, quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto, de acordo com o item 6.3.3.3 da ABNT NBR 8800 (2008), conforme apresentado na equação 5.

$$N_{Rk} = P_{teo} = 2,4 d_b \times t \times f_u \qquad (5)$$

Onde: t - a espessura da parede; d_b - o diâmetro do parafuso; f_u - resistência à ruptura do aço.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 2 são apresentados os resultados dos modos de falha encontrados nos modelos numéricos avaliados, bem como nas formulações apresentadas. Também são indicados os modos de falha do modelo e o local em que ocorrem, se no tubo interno ou externo.

Para uma análise inicial dos modelos, foi calculada a relação entre a carga de falha numérica e a carga de falha teórica para os 31 modelos. Na ligação sob tração, observou-se uma média de 0,87, com um coeficiente de variação (CoV) de 0,241. Na ligação sob compressão, a média foi de 0,83, com um coeficiente de variação de 0,218. O alto valor do coeficiente de variação pode ser atribuído à ausência de dados experimentais disponíveis.

Conforme recomendado por Roquete (2018) e Oliveira (2019) em estudos realizados em perfis tubulares circulares, é necessário evitar que os modos de falha se concentrem no tubo interno da ligação, devido a impossibilidade de controle visual. Dessa forma, no presente estudo foram desconsiderados os modelos que apresentaram falhas no tubo interno. Assim, apenas o modo de falha de ovalização dos furos foi observado nos tubos externos da ligação. Nesse contexto, o valor da relação entre as cargas de falha numérica e teórica se elevou para 0,97 com CoV igual 0,22 analisando o comportamento da ligação a tração e a compressão. Assim, a Equação 4 pode representar satisfatoriamente o modo de falha da ligação.

Na Tabela 2 é possível observar que as formulações apresentadas anteriormente podem representar o comportamento da ligação, visto que analisando os modos de falhas que ocorrem em ambos os tubos, tem-se uma relação média entre os resultados numéricos e teóricos de 0,87 para a tração e de 0,83 para compressão. Todavia, devido a recomendação de direcionar o modo de falha para o tubo externo da ligação, relação média se elevou para 0,97. Recomenda-se para trabalhos futuros análises experimentais da ligação em perfis tubulares retangulares para a calibração e validação do modelo numérico.

Na Figura 4 está apresentada a distribuição dos modelos na comparação entre os resultados teóricos e numéricos para o modo de falha de ovalização dos furos no tubo externo para a tração e compressão.

Na Figura 5 observa-se que o aumento do número de parafusos influencia na capacidade resistente da ligação. A ligação apresentou comportamento semelhante para a tração e para a

compressão. Um elevado aumento de resistência quando o número de parafusos da ligação se passou de 2 para 3 parafusos foi verificado. Nota-se também que ocorre um ganho de resistência da ligação aumentado o número de parafusos para 4 e 5 parafusos. Todavia, enquanto a ligação de 4 e 5 parafusos apresenta uma resistência próximas, não observado um ganho significativo quando se comparado ambos.

Tabela 2. Resultados numéricos e teóricos para modelos do estudo paramétrico

Modelos	Ligação sob tração					Ligação sob compressão				
	Modo de falha	Local da falha	P_{num} (kN)	P_{teo} (kN)	P_{num}/P_{teo}	Modo de falha	Local da falha	P_{num} (kN)	P_{teo} (kN)	P_{num}/P_{teo}
1	OF	EXT	172,9	129,6	1,33	OF	EXT	148,08	129,6	1,14
2	OF	EXT	255,33	194,4	1,31	OF	EXT	220,07	194,4	1,13
3	RSL	INT	331,56	414,88	0,8	OF	INT	318,21	518,4	0,61
4	RSL	INT	332,25	414,88	0,8	ESB	INT	354,95	375	0,95
5	OF	EXT	172,98	155,52	1,11	OF	EXT	158,23	155,52	1,02
6	OF	EXT	255,44	233,28	1,09	OF	EXT	229,63	233,28	0,98
7	RSL	INT	331,34	414,88	0,8	OF	EXT	236,68	311,04	0,76
8	RSL	INT	332,27	414,88	0,8	ESB	INT	353,39	375	0,94
9	OF	EXT	170	181,44	0,94	OF	INT	171,61	259,2	0,66
10	RSL	INT	331,65	414,88	0,8	OF	EXT	285,44	362,88	0,79
11	RSL	INT	332,25	414,88	0,8	ESB	INT	353,18	375	0,94
12	OF	EXT	180,3	207,36	0,87	OF	EXT	168,7	207,36	0,81
13	OF	EXT	269,09	311,04	0,87	OF	INT	246,19	388,8	0,63
14	RSL	INT	331,72	414,88	0,8	ESB	INT	316,26	375	0,84
15	RSL	INT	332,25	414,88	0,8	ESB	INT	294,12	375	0,78
16	OF	EXT	179,74	233,28	0,77	OF	EXT	166,87	233,28	0,72
17	OF	EXT	359,24	349,92	1,03	OF	EXT	228,49	349,92	0,65
18	RSL	INT	331,73	414,88	0,8	ESB	INT	285,43	375	0,76
19	RSL	INT	332,26	414,88	0,8	ESB	INT	290,94	375	0,78
20	OF	EXT	168,26	129,6	1,3	OF	EXT	163,6	129,6	1,26
21	OF	EXT	331,14	259,2	1,28	OF	EXT	307,13	259,2	1,18
22	RSL	INT	411,16	512,21	0,8	ESB	INT	381,46	475	0,8
23	OF	INT	170,93	259,2	0,66	OF	EXT	118,18	181,44	0,65
24	RSL	INT	255,08	473,46	0,54	OF	INT	247,97	388,8	0,64
25	RSL	INT	334,07	512,21	0,65	OF	EXT	299,78	362,88	0,83
26	RSL	INT	439,4	512,21	0,86	OF	INT	386,46	648	0,6
27	OF	INT	162,73	259,2	0,63	OF	INT	165,77	259,2	0,64
28	OF	INT	247,32	388,8	0,64	OF	INT	247,32	388,8	0,64
29	RSL	INT	338,54	512,21	0,66	OF	EXT	328,75	414,72	0,79
30	RSL	INT	411,53	512,21	0,8	OF	EXT	412,02	518,4	0,79
31	OF	INT	337,79	388,8	0,87	OF	EXT	315,3	349,92	0,9
Média					0.87					0,83
CoV					0.241					0,218

Na Figura 6 foi verificado a influência da espessura do tubo externo da ligação na capacidade resistente da ligação para a tração e compressão. Notou-se que o modelo submetido a tração com a espessura do tubo externo de 4,5mm apresentou uma capacidade resistente maior em relação aos modelos com espessura do tubo externo inferior, que apresentaram uma resistência final similares. Para os modelos a compressão não se observou uma variação de capacidade resistente final, apenas uma diferença de rigidez na parte inicial da curva carga-deslocamento.

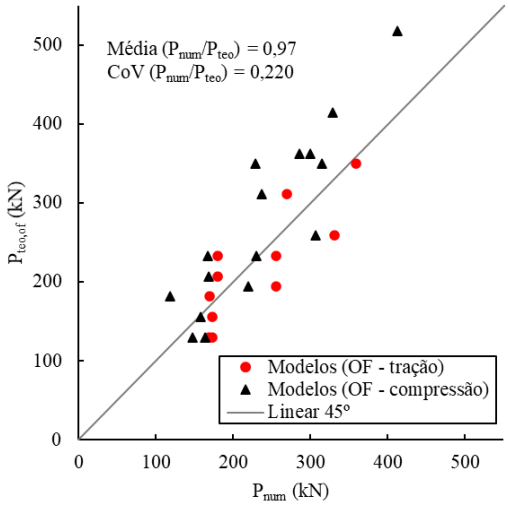


Figura 4: Relação Numérico Teórico Para Falha no Tubo Externo

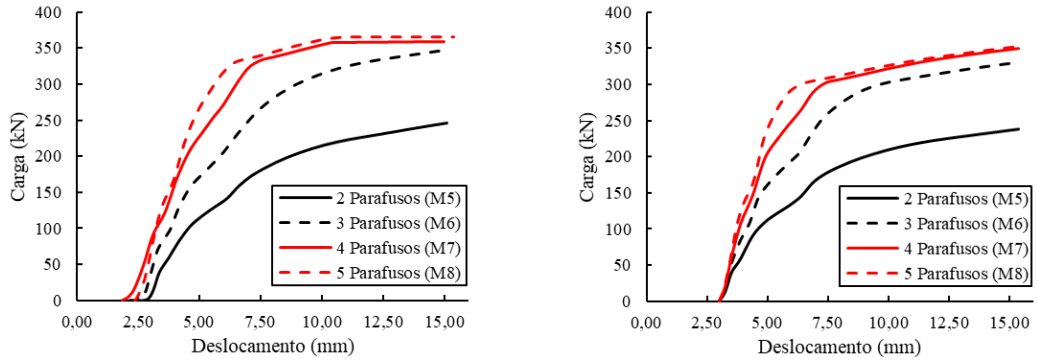


Figura 5: Influência do Número de Parafuso: (a) Compressão; (b) Tração

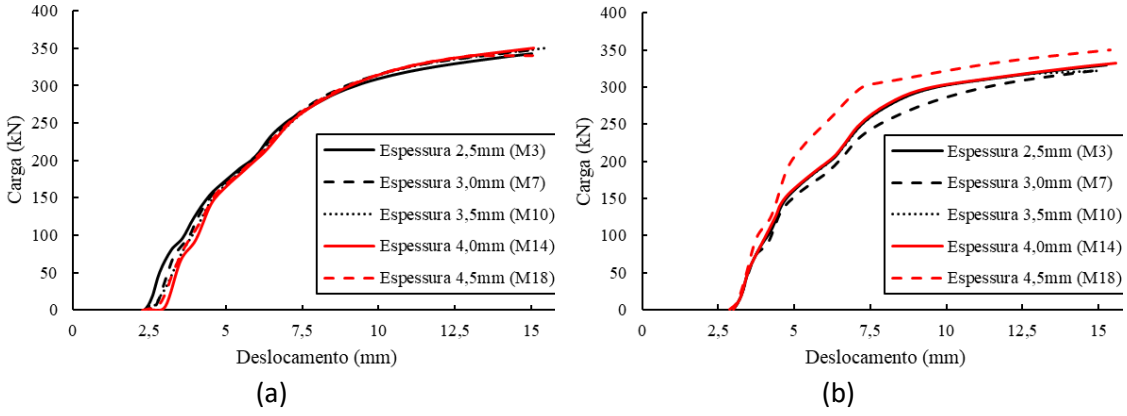


Figura 6: Influência da Espessura do Tubo Externo: (a) Compressão; (b) Tração

4 CONCLUSÃO

Não mencionar trabalhos não finalizados. Podem ser apresentadas novas hipóteses, quando bem justificadas e incluídas as recomendações, porém, estas precisam ser claras e fundamentadas nos objetos dos estudos realizados.

Nesse estudo, foi desenvolvido um modelo numérico utilizando o método dos elementos finitos, por meio do software ANSYS, para analisar a ligação tipo luva em perfis tubulares retangulares de aço. O modelo foi construído utilizando elementos de casca e sólido para representar os tubos e parafusos, respectivamente. Foram realizadas análises de critérios de falha de acordo com a literatura.

Foram simulados 62 modelos da ligação luva, sendo metade submetidos à compressão e metade à tração. Os resultados mostraram que os modos de falha dominantes foram a ruptura da seção líquida, o escoamento da seção bruta e a ovalização dos furos. Em modelos de compressão, a ovalização dos furos foi a falha mais comum, seguida pelo escoamento da seção bruta. Em modelos de tração, a ovalização dos furos ocorreu em menos modelos do que a ruptura da seção líquida. As falhas por ovalização dos furos ocorreram tanto nos tubos externos quanto nos tubos internos da ligação, enquanto as falhas por ruptura da seção líquida e escoamento da seção bruta se limitaram aos tubos internos.

Realizou-se também uma análise da relação entre a carga de falha numérica e a carga de falha teórica da ligação. Observou-se que a relação média para a ligação sob tração foi de 0,87, com um coeficiente de variação (CoV) de 0,241. Já para a ligação sob compressão, a relação média encontrada foi de 0,83, com um coeficiente de variação de 0,218.

Ao analisar especificamente o modo de falha de ovalização dos furos nos tubos externos da ligação e aplicar a mesma relação mencionada anteriormente, obteve-se um valor médio dessa relação de 0,97, com um coeficiente de variação igual a 0,22, considerando o comportamento da ligação tanto na tração quanto na compressão simultaneamente.

Notou-se que as formulações apresentadas anteriormente são capazes de representar o comportamento da ligação. Ao analisar os modos de falha que ocorrem em ambos os tubos, obteve-se uma relação média de 0,87 entre os resultados numéricos e teóricos para a tração, e de 0,83 para a compressão. Considerando apenas as falhas nos tubos externos, conforme recomendado por Oliveira et al. (2020) e Roquete et al. (2021), obteve-se uma relação média de 0,97.

Também foi avaliada a influência do número de parafusos na ligação para determinar sua capacidade resistente, e observou-se um ganho de resistência nas combinações analisadas. Além disso, realizou-se uma análise da influência da espessura do tubo externo da ligação, e constatou-se que a carga final aplicada aos modelos foi muito semelhante, sem uma variação significativa para as espessuras analisadas.

Como sugestão para trabalhos futuros, é recomendada uma análise da combinação ideal de número de parafusos em relação ao aumento de carga, levando em consideração o custo

adicional da ligação. Em suma, com base nos critérios mencionados anteriormente para a elaboração do modelo numérico, conclui-se que o modelo desenvolvido é adequado e pode ser utilizado para extrapolação de modelagens e análises futuras. Recomenda-se também que trabalhos futuros incluam análises experimentais da ligação em perfis tubulares retangulares, visando a calibração e validação do modelo numérico, bem como a redução do coeficiente de variação encontrado.

Agradecimentos

Os autores agradecem a UFSJ, UFOP, CNPQ e FAPEMIG.

REFERÊNCIAS

1 AMPARO, L. R. Análise teórico-experimental de ligações tipo luva compostas por perfis tubulares com parafusos em linha e cruzados. Dissertação de Mestrado. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2014.

2 AMPARO, L. R.; ESCANIO, L. A.; SARMANHO, A. M.; PEREIRA, C. O. V. R. Análise Numérica e experimental de ligação tipo luva em perfis tubulares com parafusos cruzados. CILAMCE 2015. Anais...Rio de Janeiro: XXXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, 2015a

3 AMPARO, L. R.; SARMANHO, A. M.; ARAÚJO, A. H. M.; REQUENA, J. A. V. Analysis of the possible failure modes in CSH bolted sleeve connections. (E. Batista, Vellasco & Lima, Eds.)Tubular Structures XV. Anais...Rio de Janeiro: 2015b

4 AMPARO, L. R.; ESCANIO, L. A.; SARMANHO, A. M.; REQUENA, J. A. V. Avaliação da influência da variação do número de parafusos na ligação tipo luva em perfis tubulares com parafusos cruzados. CILAMCE 2016. Anais...Brasília: XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, 2016

5 AMPARO, L. R.; ARAÚJO, A. H. M.; REQUENA, J. A. V.; SARMANHO, A. M. Analysis of CSH bolted sleeve connections. EUROSTEEL 2014. Anais...Nápole, Itália: 2014

6 ANSYS INC. ANSYS Version 22. EUA: Swanson Analysis System, 2022.

7 ARAUJO, A. H. M. DE; SARMANHO, A. M.; BATISTA, E. DE M.; REQUENA, J. A. V.; FAKURY, R. H.; PIMENTA, R. J. Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço. Belo Horizonte: g, 2016.

8 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

9 GERKEN, F. DE S. Perfis tubulares: aspectos arquitetônicos e estruturais. Dissertação de Mestrado. Ouro Preto: Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2003.

10 NBR 16239. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.

11 OLIVEIRA, M. M. DE. Análise de ligações tipo luva sob compressão. Dissertação de Mestrado. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2019.

12 OLIVEIRA, M. M. DE; ROQUETE, L.; SARMANHO, A. M. C.; PEREIRA, D. J. R.; ALVES, V. Bearing failure in bolted sleeve connections with circular hollow sections under compression. REM - International Engineering Journal, v. 73, n. 2, p. 153–161, Jun. 2020.

13 ROQUETE, L. Estudo de ligações tipo luva em perfis tubulares. Tese de Doutorado. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2018.

14 ROQUETE, L.; OLIVEIRA, M. M. DE; SARMANHO, A. M. C.; XAVIER, E. M.; ALVES, V. N. Behavior and design formulation of steel CHS with sleeve connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 177, p. 106465, Feb. 2021.

15 ROQUETE, L.; MIRANDA DE OLIVEIRA, M.; MARIA CUNHA SARMANHO, A.; MARTINS XAVIER, E.; NICCHIO ALVES, V. Design of sleeve connections with cross-bolted on circular hollow sections under axial tension. Engineering Structures, v. 250, p. 113393, Jan. 2022.

16 ROQUETE, L.; SARMANHO, A. M. C.; ESCANIO, L. A.; SOUZA, D. L. C. E; OLIVEIRA, M. M. DE. Identificação de modos de falha em perfis tubulares com ligação tipo luva e parafusos cruzados a 90o usando um modelo numérico. (XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Ed.)CILAMCE 2017. Anais...Florianópolis: 2017a

17 ROQUETE, L.; SARMANHO, A. M. C.; MAZON, A. A. O.; REQUENA, J. A. V. Influence of shear lag coefficienton circular hollow sections with bolted sleeve connections. REM - International Engineering Journal, v. 70, n. 4, p. 393–398, Dec. 2017b.

18 SALMON, C. G.; JOHNSON, J. E. Steel Structures - Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design. Third Edit ed. [s.l: s.n.].

19 SIMÕES, R.; JORDÃO, S.; FREITAS, P. Ligações de emenda entre perfis tubulares. Revista da Estrutura de Aço. Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA. Volume 3. Número 2., p. 168–186, 2014.

20 VIEIRA, R. C.; VIEIRA, R. DE F.; REQUENA, J. A. V.; ARAÚJO, A. H. M. Numerical analysis of CHS bolted sleeve connections. EUROSTEEL 2011. Anais...Budapest, Hungary: 2011

21 WARDENIER, J.; PACKER, J. A.; ZHAO, X.-L.; VEGTE, A. VAN DE. Hollow sections in structural applications. 2nd. ed. Genebra: CIDECT, 2010.

Tema: Estabilidade e resistência de perfis formados à frio

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE TERÇAS Z COM ALMA ENRIJECIDA COM TRANSPASSE

Francisco Tiago da Silva Sales [1]
Ana Luísa de Lima [2]
Luís Augusto Conte Mendes Veloso[3]
José Humberto Matias de Paula[4]
Lenildo Santos da Silva[5]
Guilherme Santana Alencar[6]

Resumo
Perfis Z de alma enrijecida, comparados aos perfis Z de alma plana, podem apresentar maior resistência à flambagem local, fenômeno este comum a essa categoria de elementos metálicos de elevada esbeltez. O presente estudo objetiva, a partir de um conjunto limitado de ensaios experimentais em escala real com terças de perfil Z de alma enrijecida, realizados pela ISOESTE Metálica em parceria com a Universidade de Brasília, comparar os resultados obtidos de carga crítica de colapso com os resultados teóricos alcançados pelo Método da Resistência Direta, presente na ABNT NBR 14762 [1]. A configuração dos ensaios experimentais é formada por pares de vigas contínuas transpassadas com travamentos laterais de correntes rígidas, com aplicação da carga de forma a gerar 4 forças pontuais nas vigas de ensaio, transmitidas por vigas de perfil laminado. A seção do perfil estudado foi desenhada no software CUFSM, com recurso ao método das faixas finitas, para a extração dos valores de momentos críticos de flambagem elástica na flexão simples, tanto em torno do eixo x, quanto em torno do eixo y. A partir dos valores de carga crítica obtidos experimentalmente, foi possível determinar os momentos e compará-los com os valores teóricos, utilizando a equação de flexão oblíqua de iteração entre os momentos M_x e M_y. De um modo geral, foi satisfatória a comparação da resistência experimental com a resistência analítica à flexão oblíqua, ao passo que confirma o impacto do momento em torno de eixo de menor inércia no desempenho real do perfil.

Palavras-chave: Perfis Formados a Frio; Análise Experimental; Método da Resistência Direta (MRD).

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF COLD FORMED Z PURLINS WITH OVERLAPPED WEB STIFFENERS

Abstract

Stiffened web Z profiles for roof purlins, compared to flat web Z profiles, usually presents greater resistances to local buckling, which is a common phenomenon to cold formed elements with a high slenderness ratio. This research aims to compare results obtained through experimental continuous four-point bending tests and the theoretical resistance estimated through the Direct Strength Method, according to ABNT NBR 14762 [1]. The experimental tests were carried out by a joint effort between ISOESTE Metálica and University of Brasília (UnB). The tests were conducted with pairs of continuous overlapped beams restrained by lateral struts in the profile web, with load application in order to generate 4 concentrated forces on the test beams, transmitted by rolled steel spread beams. The studied sections were drawn in the CUFSM software, using the finite strip method, to extract the values of critical elastic buckling moments in simple bending, both about the *x* and *y* axes. Based on the critical load values obtained, it is possible to determine the moments and associate the experimental values to the theoretical values utilizing the interaction bending equation for biaxial bending, considering both M_x and M_y bending moments. In general, the comparison between the experimental resistances and the analytical resistances to biaxial bending was shown to be satisfactory, which ensures the reliable use of these steel profiles in cold formed civil construction.

Keywords: Cold-Formed Steel; Roof Purlins; Experimental Analysis; Direct Strength Method (MSD).

[1] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

[2] Graduanda em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

[3] Professor, Doutor em Engenharia Civil pela USP, Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

[4] Professor, Mestre em Estruturas pela UnB, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

[5] Professor, Doutor em Geotecnia pela UnB, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

[6] Professor, Doutor em Engenharia de Estruturas pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os perfis metálicos possuem grande importância e aplicabilidade em diversas áreas, em especial no ramo da construção civil. Dentre os grupos de perfis mais utilizados, estão os perfis formados a frio (PFF). Este grupo destaca-se por gerar componentes estruturais mais leves em comparação aos perfis soldados e laminados quando utilizados em estruturas com cargas e vãos médios, além de otimizarem o transporte, estoque, manuseio e apresentarem diversidade de seções e bitolas.

Os perfis formados a frio em Z enrijecido tem grande parte de suas aplicações em terças de coberturas metálicas e, de acordo com Silva e Malite [2], diferenciam-se pela possibilidade de sobreposição com diferentes larguras de abas, o que proporciona continuidade e dupla espessura nos apoios internos. A ISOESTE Metálica fabrica um perfil com alma enrijecida do tipo corrugada, que será objeto de estudo neste trabalho (ver Figura 1.1d).

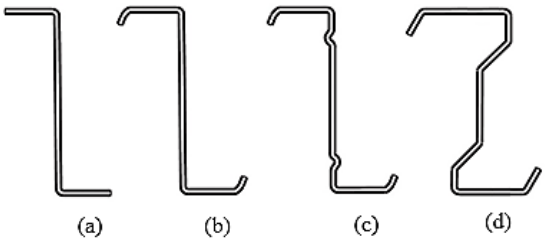


Figura 1.1 - Tipos de terças em perfis formados a frio: (a) Terça Z com alma plana sem enrijecedor de borda; (b) Terça Z com alma plana com enrijecedor de borda de 45 graus; (c) Terça Z com alma plana enrijecida; (d) Terça Z com alma enrijecida em formato corrugado. Fonte: modificado de Kyvelou *et al* [3].

Por se tratar de uma barra de seção aberta e espessura reduzida, este tipo de perfil está, diferentemente dos outros grupos de perfis laminados e soldados, mais suscetível a fenômenos de instabilidade local e que devem ser verificados durante a análise estrutural, como a flambagem local e a distorcional. As razões para a ocorrência dessas instabilidades estão condicionadas às propriedades geométricas do perfil e às condições de vínculo dos elementos da barra. Como os demais perfis, também devem ser verificados à instabilidade global, representada pela flambagem lateral com torção, diretamente influenciada pelo momento de inércia à torção e pelo comprimento destravado da barra.

A flambagem distorcional é um fenômeno de instabilidade comum a perfis com enrijecedores e mais pronunciado para aplicações de elevada resistência mecânica, conforme afirma Chodraui [4], podendo governar o dimensionamento do perfil. Consiste na alteração da forma inicial da seção transversal, diferentemente da flambagem local, com rotação dos elementos comprimidos, assumindo configurações como expostas na Figura 1.2, a partir das quais torna-se possível identificar o esforço na seção (compressão centrada ou momento fletor).

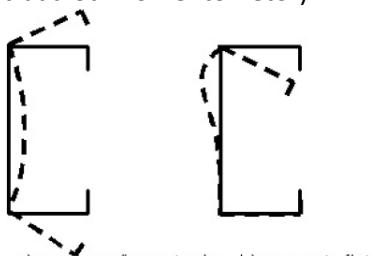


Figura 1.2 - Flambagem distorcional por compressão centrada e por momento fletor, respectivamente. Fonte: Silva *et al* [5].

Em suma, o objetivo deste trabalho é obter experimentalmente os momentos solicitantes que causam falha por flambagem distorcional em uma seção de interesse em torno dos eixos principais de inércia e compará-los com as resistências analíticas, bem como exemplificar a existência de momento fletor em torno do eixo *y*. Também espera-se encontrar para a equação de interação da flexão oblíqua (adaptada da equação de interação de flexão composta segundo a ABNT NBR 14762 [1]), valor próximo a 1, para valores de momento característicos, uma vez que se trata de uma comparação entre resultados experimentais e valores teóricos.
No dimensionamento de barras de aço formados a frio, para obtenção da resistência, pode-se escolher o Método da Resistência Direta (MRD), apresentado no Anexo C da ABNT NBR 14762 [1]; uma vez de posse da força ou momento fletor de flambagem elástica, que podem ser determinados por um programa de elementos finitos ou faixas finitas, os momentos resistentes podem ser facilmente determinados. Este será o método utilizado no presente estudo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A imposição de momentos fletores solicitantes em torno dos eixos *x* e *y* se fez através de um ensaio experimental de flexão de quatro pontos. Já os momentos resistentes da terça foram obtidos via Método da Resistência Direta, de posse dos valores de momentos elásticos de flambagem distorcional extraídos do software de Faixas Finitas intitulado *Cross-Section Elastic Buckling Analysis* (CUFSM).

2.1 Parte experimental

2.1.1 Ensaio de tração do aço

Utiliza-se comumente PFF de aço zincado de alta resistência (ZAR), que são tratados com revestimento de zinco por um processo contínuo de imersão a quente, o qual agrega elevada resistência à corrosão ao material, aumentando a durabilidade. As siderúrgicas comercializam esse aço em forma de bobinas com espessuras que variam de 0,50 a 16 mm e larguras entre 1.000 mm e 1.880 mm. As dimensões variam conforme a especificação de cada fabricante, destaca Donim [6]. Neste trabalho, o aço empregado nos perfis de chapa dobrada é do tipo ZAR 400, com tensão de escoamento nominal de 400 MPa, para o qual foram retiradas amostras e realizados ensaios de tração como rege a ASTM A370. Os valores ajustados a partir deste ensaio e utilizados nos cálculos foram: módulo de elasticidade do aço E = 194 GPa e tensão de escoamento f_y = 470 MPa.

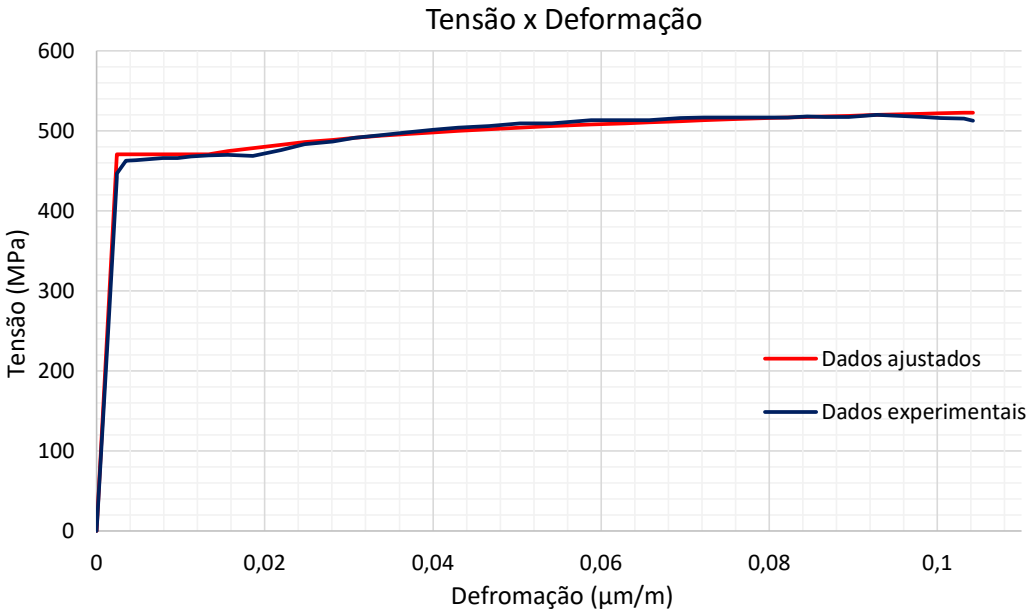


Figura 2.1- Gráfico Tensão x Deformação do aço ZAR-400 da terça Z. Fonte: os autores.

2.1.2 Setup de ensaio e materiais

O experimento realizado consistiu em simular uma flexão de quatro pontos em um par de vigas do perfil Z de alma enrijecida com altura nominal de 300 mm e espessura de 1,90 mm (descontando-se o revestimento zincado) para um vão de 24.000 mm com 3 apoios (apoios de extremidade e um apoio central). O setup de ensaio está representado na Figura 2.2, além das dimensões do perfil na Figura 2.3.

Dos materiais utilizados no ensaio, as correntes flexíveis são de aço A36; terças de ensaio e correntes rígidas de chapa dobrada ZAR 400; os perfis laminados tipo W A572 grau 50 para as transversinas, longarina, vigas de apoio e pilarete; e aço A36 para o pórtico de aplicação de carga.

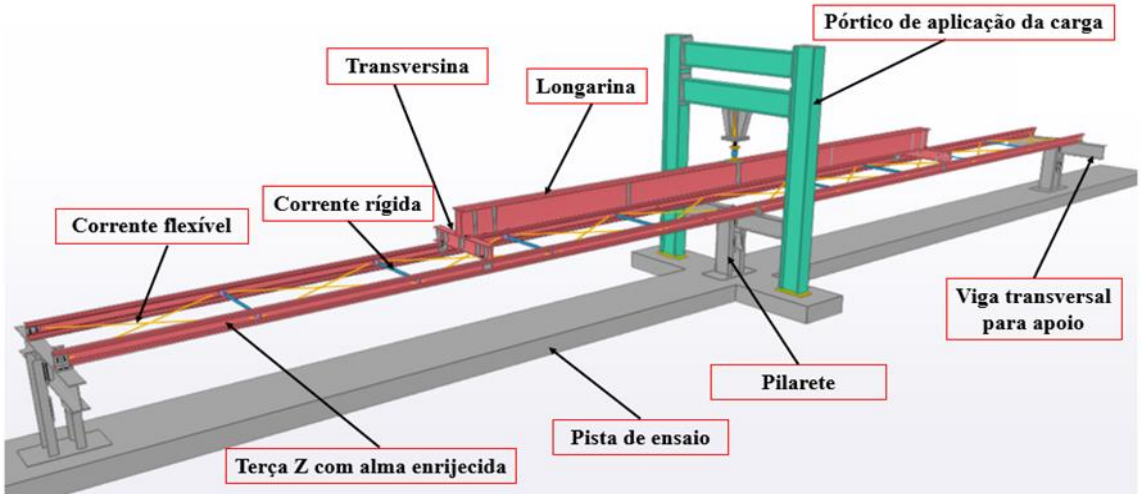


Figura 2.2 - Esquema isométrico de ensaio. Fonte: (Adaptado de Isoeste Metálica).

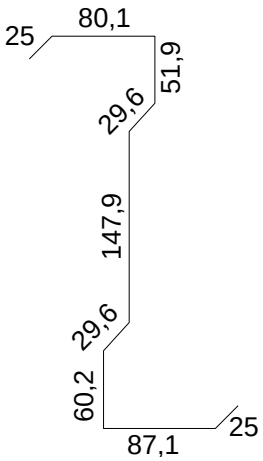


Figura 2.3 - Esquema isométrico de ensaio. Fonte: os autores.

Em síntese, o ensaio constitui-se de um par de vigas travadas lateralmente por correntes rígidas e flexíveis. Cada viga é composta por duas terças de 13200 mm, transpassadas de 2400 mm (Figura 2.4), valor adotado por ser um comprimento usual de transpasse para um vão de 12000 mm, trecho este em que a rigidez da seção transversal é dobrada. Nas extremidades e no vão central, as terças são conectadas aos apoios através de 4 parafusos na alma plana (Figura 2.5). A aplicação de carregamento se dá pela célula de carga, que aplica uma força sobre a longarina, a qual está apoiada sobre duas transversinas, todas em perfis laminados. As transversinas por sua vez atuam como 4 forças pontuais atuando sobre as almas das terças, provocando assim esforços de flexão, com o formato do diagrama de momento fletor como mostra a Figura 2.6 (flexão em torno da maior inércia).

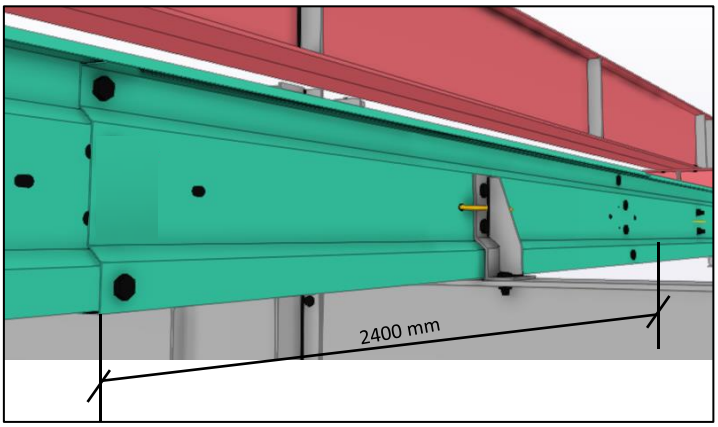


Figura 2.4 – Detalhe da ligação traspassada. Fonte. Adaptado de ISOESTE Metálica.

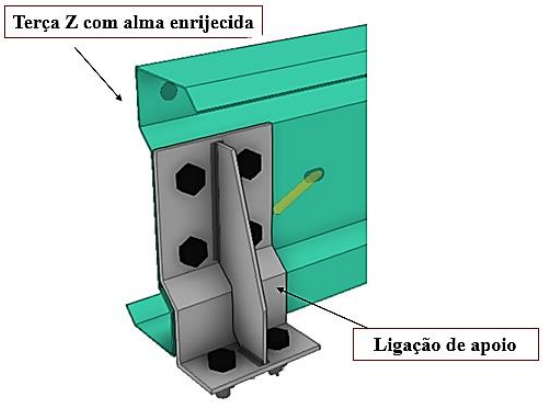


Figura 2.5 – Detalhe da ligação de apoio. Fonte: os autores.

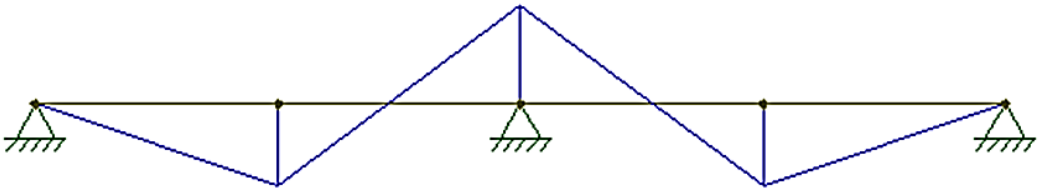


Figura 2.6 – Formato do diagrama de momento fletor Mx (flexão em torno da maior inércia) para uma terça plana. Fonte: os autores.

As seções das terças foram dispostas na configuração como representada na Figura 2.5. Devido ao travamento lateral proporcionado pelo sistema de aplicação e pelo apoio central, desde os estágios iniciais de carregamento no regime linear-elástico induz-se também uma flexão My em torno da menor inércia de ambas as terças, com valor proporcional a Mx. A presença deste esforço pode ser demonstrada: i) modelando-se o esquema de ensaio em software de elementos finitos com elemento finito de viga com formulação espacial; ii) pela teoria clássica de vigas com seção com momento principal de inércia rotacionado e sujeito a flexão com travamento lateral (ver Trahair [7]); iii) ou via experimental, por meio da colagem de extensômetros nas mesas do perfil. Os momentos My estão ilustrados na Figura 2.7. Trata-se, portanto de uma configuração de ensaio em flexão oblíqua interessante, útil para o estudo do efeito da interação entre os dois esforços (Mx e My).

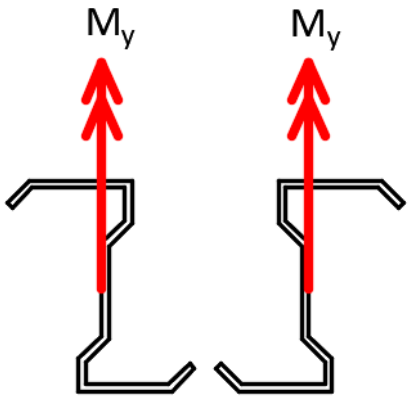


Figura 2.7 - Disposição das seções com ilustração da indução do esforço My. Fonte: os autores.

2.1.3 Instrumentação e procedimento experimental

Para a realização dos ensaios com terças de perfil Z com alma enrijecida, foi utilizada a célula de carga do tipo coluna C50T da Alfa Instrumentos para medição das forças aplicadas. Juntamente com a célula de carga, foram utilizadas também duas rótulas entre a célula e o aplicador de carga (marca Enerpac) e entre a célula e a viga de aplicação de força. Para medição das deformações na terça Z foram utilizados extensômetros da fabricante brasileira Excel Sensores, que possuem gage factor GF = 2,19 com especificação PA-06-250BA-350-L. Os deslocamentos verticais foram medidos a partir de transdutores de deslocamento do tipo potenciométrico, também conhecidos como réguas potenciométricas, posicionados em pontos específicos dos vãos. As réguas adotadas possuem corpo prismático e curso de 100 mm. O sistema de aquisição utilizado no ensaio é o Lynx ADS-2000, com dois módulos AI2161 de 16 canais cada, ambos de fabricação nacional (Lynxtec). Os programas utilizados para a aquisição e processamento dos dados são o Lynx AqDados e AqAnalysis, também desenvolvidos pela mesma empresa (Lynxtec).

O procedimento experimental se inicia com a fixação de bases magnéticas em suportes e o travamento das réguas potenciométricas nas hastes das bases magnéticas, de forma que a ponta das mesmas fique rente à mesa inferior do perfil, com o objetivo de se medir o deslocamento nestes pontos. Os pontos escolhidos para medição do deslocamento vertical são os de maior deslocamento no esquema da viga contínua, próximos aos pontos de aplicação de carga. Antes do início dos ensaios, as réguas potenciométricas devem ser niveladas com nível de bolha e calibradas com paquímetro (calibração linear entre variação de voltagem e variação de deslocamento) para correta execução dos ensaios.

Em seguida, os extensômetros (*strain gauges* - SG's) são colados ao longo de quatro seções de referência, duas em cada viga (seções S1 e S2 na Viga 1 e seções S3 e S4 na Viga 2, conforme Figura 2.8). Para tanto, as superfícies são lixadas para remover a camada de galvanização e expor o extensômetro em contato direto com o aço, e limpas com álcool isopropílico para remover quaisquer resquícios de fragmentos. Após essa etapa, os extensômetros são colados com cola super resistente, protegidos com fita adesiva contra eventuais danos e, então, seus terminais são soldados em esquema de 3 fios (1/4 de ponte), para diminuir a influência de efeitos de variação de temperatura e de comprimento do fio na medição das deformações.

Os terminais das réguas potenciométricas, da célula de carga e dos extensômetros são conectados ao sistema de aquisição nos módulos superior e inferior e, então, inicia-se a aplicação da carga e coleta dos dados pelo software utilizado no sistema DAQ (*Data Acquisition System)*. A Figura 2.8 apresenta o croqui do experimento pela perspectiva. Da experiência de ensaios anteriores, a região mais frequente para a primeira falha foi a região de momento fletor negativo Mx, na região com a menor mesa comprimida, situada 34 cm à esquerda da seção S3 instrumentada (círculo vermelho), que se dá exatamente no fim do transpasse da viga 2. Esta seção situada na região de momento negativo, ou seja, de compressão na mesa inferior, constitui-se como a seção de interesse de análise deste trabalho.

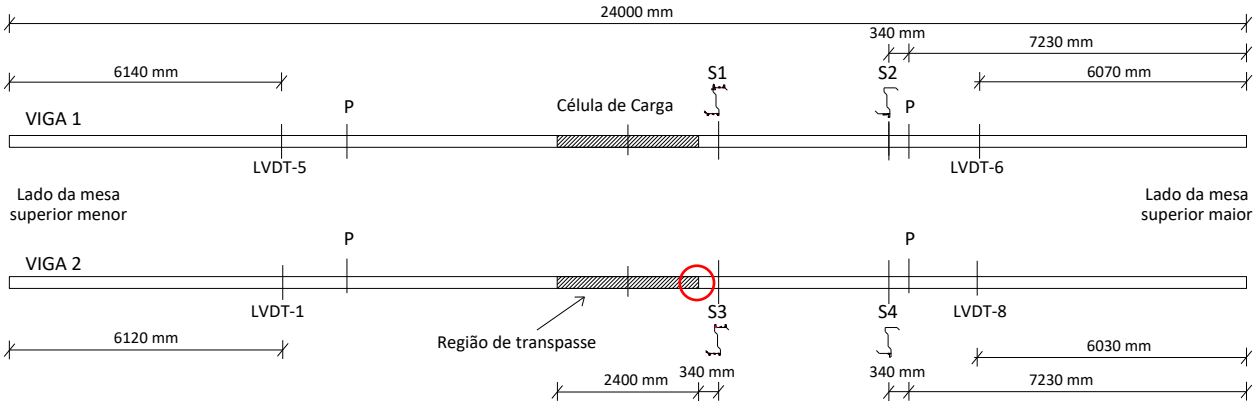


Figura 2.8 - Croqui do *setup* de ensaio. Fonte: os autores.

Do croqui, ressalta-se que o lado direito a partir do apoio central é composto por vigas com a mesa superior de maior largura, enquanto que do transpasse para a esquerda tem-se a terça rotacionada em torno do seu eixo para realização do transpasse, com a mesa superior de menor largura.

2.2 Método da Resistência Direta

A seção do perfil Z de alma enrijecida foi desenhada com suas dimensões nominais de fábrica no software de Faixas Finitas CUFSM. À seção foi atribuído o material aço com módulo de elasticidade E = 194 GPa e G = 75 GPa e coeficiente de Poisson ν = 0.3. As condições de contorno foram consideradas como bi-apoiada. Em seguida, foi aplicado um momento unitário em torno do eixo x e a análise elástica de flambagem foi realizada. Com isso, obteve-se a curva de assinatura elástica, que relaciona o comprimento de meia-onda com o fator de carga, o qual, para valores de momento unitários, é igual ao próprio momento de flambagem elástico. O mesmo processo é realizado aplicando-se um momento unitário em torno do eixo y.

Da curva de assinatura elástica, é pertinente para este estudo extrair o valor do momento elástico de flambagem distorcional (M_{dist}), modo de falha este que foi observado durante os ensaios experimentais e por vezes determina o dimensionamento nas tipologias em que esse tipo de perfil é aplicado. O valor de M_{dist} equivale à coordenada vertical do ponto de mínimo para a região de flambagem distorcional da curva de assinatura elástica, que será apresentada no tópico 3.2.

De posse dos valores de M_{dist} em torno dos eixos x e y, é possível encontrar o momento resistente característico para este modo de flambagem através da Equação 2.1 ou Equação 2.2, extraída do Anexo C da ABNT NBR 14762 [1], a depender do valor do parâmetro λ_{dist} expresso na Equação 2.3.

Cálculo de M_{Rdist}:

$$M_{Rdist} = Wf_y \text{ , se } \lambda_{dist} \leq 0{,}673 \qquad \text{Eq. (2.1)}$$

$$M_{Rdist} = (1 - \frac{0{,}22}{\lambda_{dist}})(\frac{Wf_y}{\lambda_{dist}}), \text{ se } \lambda_{dist} > 0{,}673 \qquad \text{Eq. (2.2)}$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_{dist}}} \qquad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde:

W = módulo resistente elástico em torno do eixo em questão, igual a razão entre o momento de inércia em questão e a distância da linha neutra à fibra mais comprimida;
f_y = tensão de escoamento.

2.3 Equação de Interação de Flexão Oblíqua

A equação de interação linear de esforços de projeto na flexão oblíqua composta, para a finalidade de comparação entre resultados experimentais e teóricos, pode ser reescrita, na ausência comprovada de esforços normais (como não foram utilizados furos oblongos durante o ensaio, foi investigada a hipótese de haver esforço normal na terça, entretanto, essa hipótese foi descarta a partir da colagem dos extensômetros, como mostrado na posteriormente na Figura 3.10a), para valores característicos de solicitações e resistências, como na Equação 2.5, a partir da equação de interação para barras submetidas à flexão composta (Equação 2.4). A mesma apresenta-se no item 9.9 da ABNT NBR 14762 [1] para valores de cálculo e é uma estimativa inferior das capacidades sob esforços combinados (interação linear).

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \leq 1 \qquad \text{Eq. (2.4)}$$

$$\frac{M_{xSk}}{M_{xRk}} + \frac{M_{ySk}}{M_{yRk}} \leq 1 \qquad \text{Eq. (2.5)}$$

Onde:
M_{xSk} = momento solicitante em torno do eixo x e igual à soma de duas parcelas, uma devido ao peso próprio da estrutura, após o fim do posicionamento dos perfis laminados sobre as terças, e outra associado à carga máxima que gera a primeira falha na estrutura, observada experimentalmente;
M_{ySk} = momento solicitante induzido em torno do eixo y e obtido conforma Equação (2.7).
M_{xRk} e M_{yRk} = momentos resistentes característicos em torno dos eixos principais de inércia obtidos analiticamente pelo Método da Resistência Direta.

A partir das condições de contorno do ensaio experimental, pode-se classificá-lo como ensaio de flexão com restrição, onde as restrições representadas pelas correntes rígidas, pelo sistema de aplicação de forças e pelo apoio central impedem deslocamento fora do plano. Para a terça Z mostrada na Figura 2.9b, os deslocamentos (u_x) perpendiculares à alma são impedidos, e a viga responde ao momento M_x sofrendo um deslocamento *v* no plano da alma. Esse fenômeno pode ser mostrado pela análise elementar de viga, como mostra Trahair [7], em que as restrições que impedem u_x induzem um momento M_y dado pela Equação 2.6:

$$\frac{M_y}{M_x} = -\frac{I_{xy}}{I_x} \qquad \text{Eq. (2.6)}$$

Dessa forma, essa equação será utilizada para obtenção do momento solicitante característico em torno do eixo y, como reescrito na Equação 2.7:

$$M_{ySk} = -\frac{I_{xy}}{I_x} . M_{xSk}$$ Eq. (2.7)

Onde:
Ix = momento de inércia em relação ao eixo x;
Ixy = produto de inércia em relação aos eixos retangulares x e y perpendiculares e paralelos à alma, respectivamente.

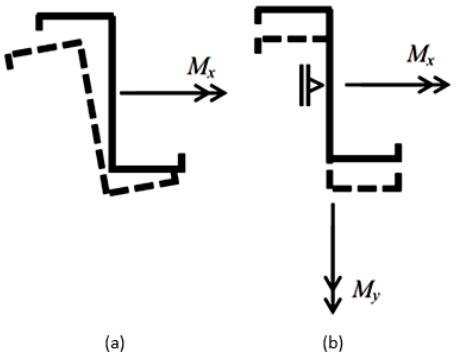


Figura 2.9: (a) Flexão de terça Z sem restrição lateral ($M_y = 0$). (b) Flexão de terça Z com restrição lateral da alma ($u_x = 0$) Fonte: adaptado de Trahair [7]

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados experimentais

O ensaio das terças Z de alma enrijecida de 300 mm de altura e 1,90 mm de espessura começou com o posicionamento dos perfis laminados sobre os quatros pontos das terças (aplicação do peso próprio). O ensaio de peso próprio representa a primeira parcela do carregamento aplicado. Após o encerramento do ensaio de peso próprio do sistema de aplicação, posicionou-se a célula de carga entre o aplicador e as vigas de aplicação, e iniciou-se a segunda etapa. Aplicou-se então uma progressão de carga sobre a longarina, acompanhando-se de perto a ocorrência da primeira falha. Foi percebida a primeira falha por flambagem distorcional (seção de interesse) à direita do fim do transpasse na viga 2, a 340 mm da seção S3, na região de momento negativo (Figura 3.1). Nesse instante, foi anotada a carga correspondente sinalizada pelo programa igual a cerca de 23 kN. Prosseguiu-se com a aplicação de carga até 31,50 kN para visualização das demais falhas no sistema. A falha por flambagem distorcional real do ensaio das terças pode ser visualizada na Figura 3.3. Ao longo de todo o ensaio foram coletados os deslocamentos medidos pelos transdutores de deslocamento e as deformações nos extensômetros das quatro seções instrumentadas, bem como o valor de carregamento correspondente.

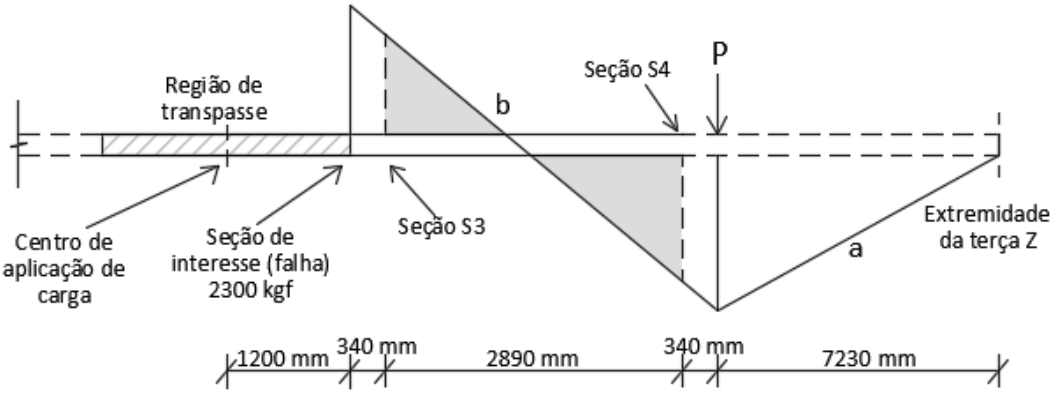


Figura 3.1. Momentos nas seções da viga 2. Fonte: os autores.

Os valores de deformação pertinentes foram extraídos dos extensômetros SG15 (seção S3) e SG13 (seção S4), conforme Figura 3.2, situados próximos da alma e na região tracionada da seção (Figura 3.1), uma vez que as deformações na região comprimida, onde ocorre o fenômeno da flambagem poderiam não ser tão estáveis como na região tracionada.

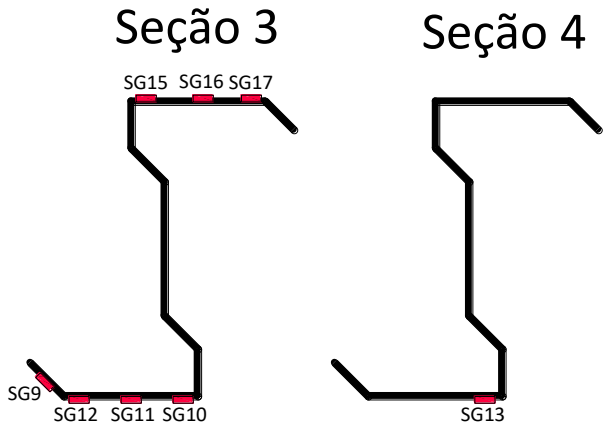


Figura 3.2: Seção S3 e S4 intrumentada com os extensômetros (SG).Fonte: os autores.



Figura 3.3: Falha por flambagem distorcional acontecendo no ensaio das terças. Fonte: os autores.

Multiplicada a deformação pelo módulo de elasticidade de 204 GPa, extraído do ensaio de tração do aço ZAR 400, obteve-se a tensão na seção naquele instante (Equação 3.1). Tal valor, multiplicado pelo módulo resistente elástico Wx em relação à fibra tracionada resulta um momento solicitante na seção (Equação 3.2). As propriedades geométricas da seção estão ilustradas na Figura 3.4, e foram calculadas por meio do software CUFSM, que será abordado no tópico 3.2.

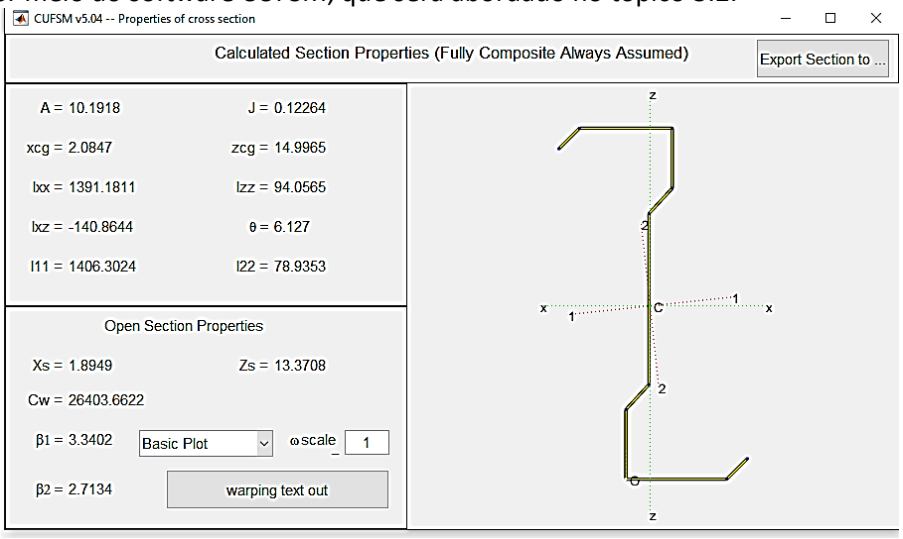


Figura 3.4 – Propriedades geométricas da seção ensaiada obtida pelo software CUFSM. Fonte: os autores.

A partir dos valores de deslocamentos medidos pela régua potenciométrica 1 (LVDT 1), construiu-se o gráfico força aplicada pela célula de carga versus deslocamentos, conforme Figura 3.5. É possível identificar o patamar de falha da peça, atingida a carga de falha 23 kN, onde os deslocamentos são ampliados sem variação de carregamento.

Já a parcela de momento devido ao peso próprio dos perfis laminados foi determinada a partir da deformação encontrada no patamar como representado no gráfico da Figura 3.6, que representa a estabilização das deformações nas terças ao longo tempo com o fim da aplicação do peso próprio.

Do mesmo modo que para a carga de ruptura, foram multiplicadas as deformações pelo módulo de elasticidade e em seguida pelo módulo resistente elástico para os eixos x e y.

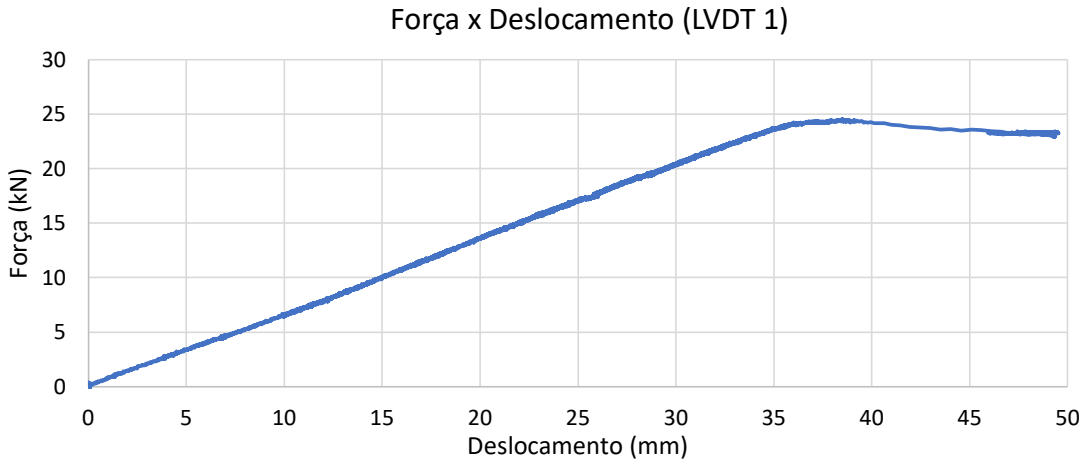


Figura 3.5 – Gráfico Força x Deslocamento no LVDT 1 para aplicação de força pela célula de carga. Fonte: os autores.

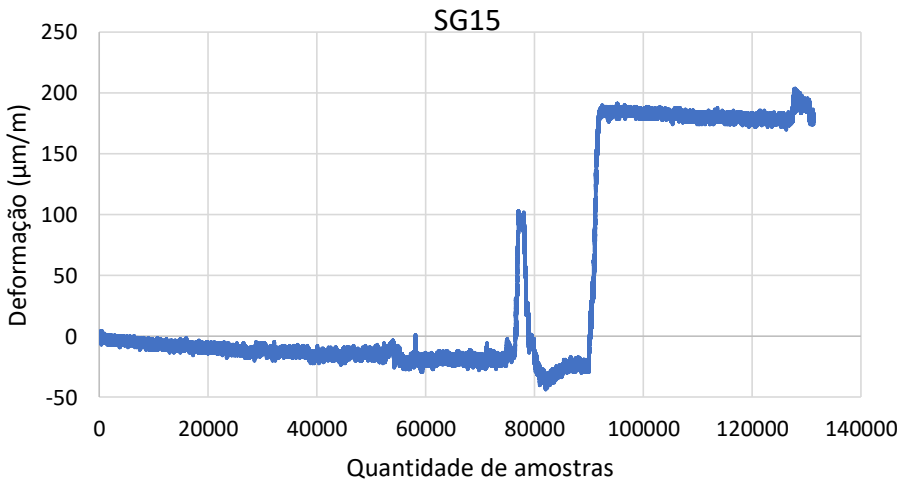


Figura 3.6 – Gráfico Deformação x Quantidade de amostras no extensômetro SG15 para aplicação de peso próprio. Fonte: os autores.

O módulo resistente elástico foi obtido dividindo-se o momento de inércia, em torno do eixo x ou y, pelo braço de alavanca entre o centroide da seção na direção analisada e a distância entre a fibra (mesa superior ou inferior) que continha o extensômetro analisado. O módulo de elasticidade adotado foi o obtido pelo ensaio de tração de um corpo de prova do material ZAR 400, igual a 204 GPa.

Como a seção que falhava estava no fim do transpasse em que havia uma ligação parafusada, onde o campo de tensões poderia ser complexo, utilizou-se o princípio de Saint Venant para estimar o esforço a partir de seções afastadas. Assim, a partir desses valores, o momento solicitante na seção de interesse foi obtido através de semelhança de triângulos, a partir do conhecimento da inclinação da reta que liga o máximo momento negativo no apoio central ao máximo momento positivo nos

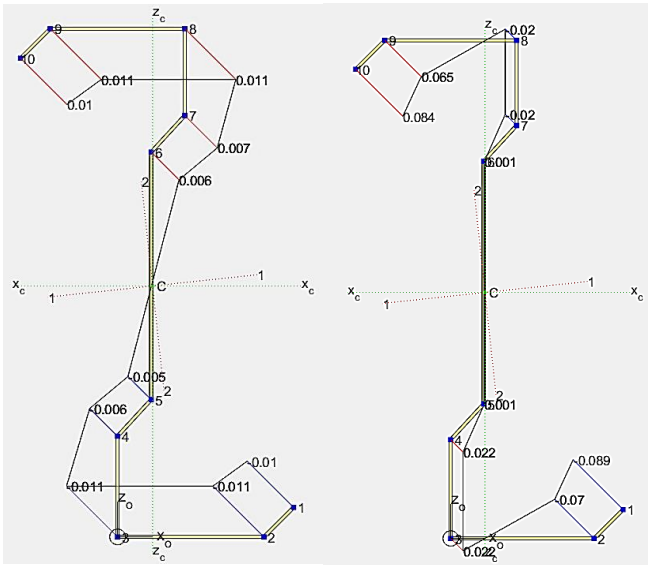
pontos de aplicação de carga (reta b da Figura 3.1). Assim, foram obtidas as parcelas de momento para a seção de interesse, conforme dados da Tabela 3.1. A soma das contribuições resultou em um momento de falha em torno de x igual a 16,36 kN.m.

Tabela 3.1: Valores de momento obtidos nas seções de interesse. Fonte: os autores.

Parcela	CG 50t	SG15	SG13	E	σ inf	σ sup	Wx inf	Wx sup	Mx S4	Mx S3	Mx seção falha
	kgf	um/m	um/m	N/m²	N/m²	N/m²	cm³	cm³	kN.m	kN.m	kN.m
carga de falha	2300	4,52E+02	5,23E+02	2,04E+11	9,24E+07	1,07E+08	92,77	90.52	8,56	9,67	11,82
peso próprio	1200,00	1,80E+02	2,00E+02	2,04E+11	3,68E+07	4,09E+07			3,41	3,69	4,53
								TOTAL	**11,98**	**13,37**	**16,36**

3.2 Resultados via Método da Resistência Direta

A aplicação de momentos fletores unitários em torno dos eixos x e y resultaram nas distribuições de tensão da Figura 3.7. Da curva de assinatura elástica dos eixos x (Figura 3.8) e y (Figura 3.9) foram extraídos os valores de $M_{xdist} = 22{,}82\ \mathrm{kN.m}$ e $M_{ydist} = 4{,}35\ k\mathrm{N.m}$. Com estes valores, obtiveram-se os momentos resistentes característicos $M_{xRdist} = 25{,}81\ \mathrm{kN.m}$ e $M_{yRdist} = 3{,}75\ \mathrm{kN.m}$ como ilustrado na Tabela 3.2.



(a) (b)

Figura 3.7 – Distribuição de tensões elásticas teóricas devido aos momentos fletores unitários em torno dos eixos x (a) e y (b) isoladamente. Fonte: os autores.

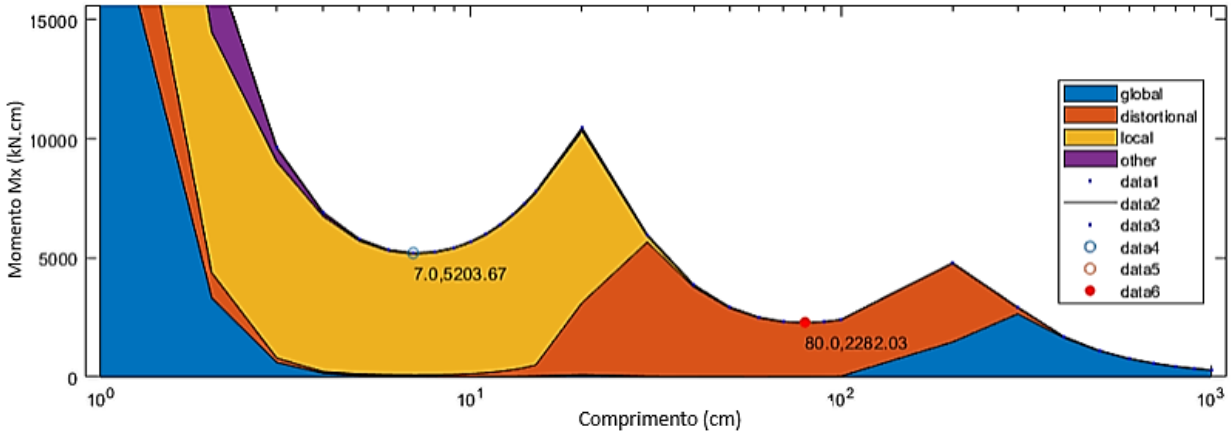


Figura 3.8 – Curva de assinatura elástica do eixo x. Fonte: os autores.

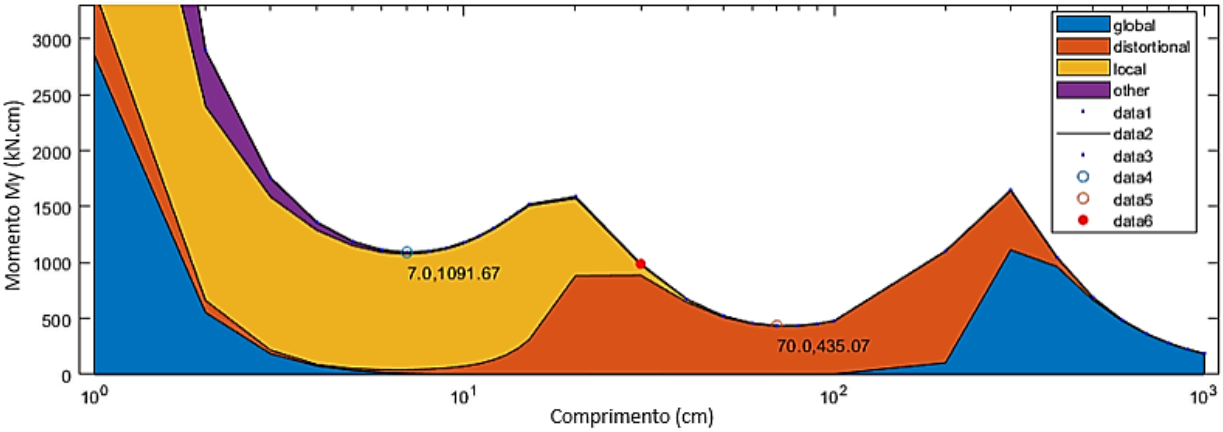


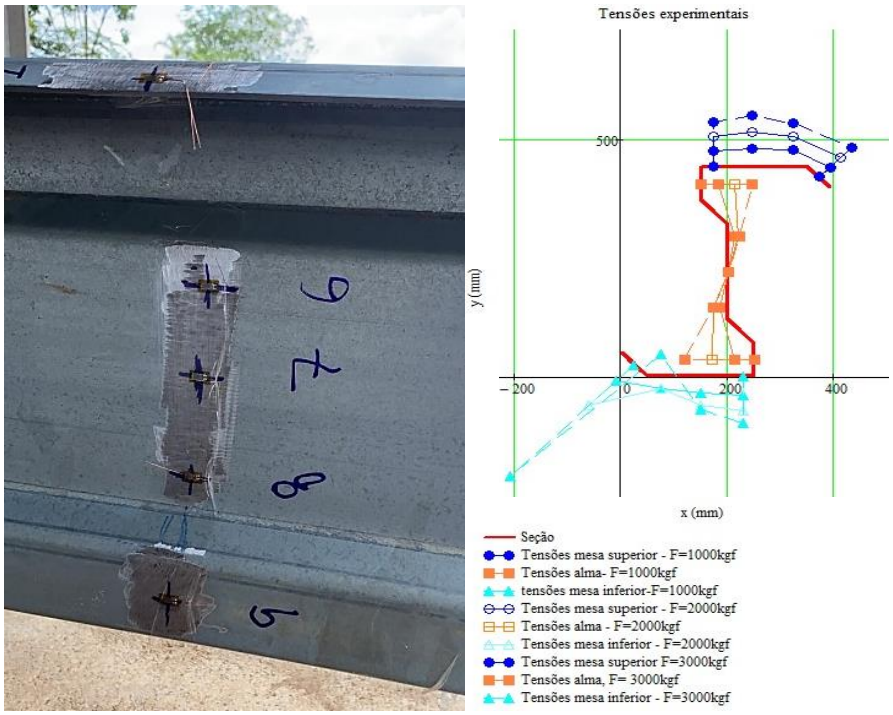
Figura 3.9 – Curva de assinatura elástica do eixo y. Fonte: os autores.

Tabela 3.2: Valores das propriedades geométricas extraídas do CUFSM e momentos resistentes característicos obtidos em torno dos eixos x e y. Fonte: os autores.

Propriedades geométricas da seção em x (CUFSM):			**Propriedades geométricas da seção em y (CUFSM):**		
I_{xx}	1391,18	cm^4	I_{yy}	94,06	cm^4
y	15,36	cm	x	8,48	cm
$W_x = I_{xx}/y$	90,55	cm^3	$W_y = I_{yy}/ x$	11,09	cm^3
Momento resistente característico em x			**Momento resistente característico em y**		
f_y	46,00	kN/cm^2	f_y	46,00	kN/cm^2
M_{dist}	2282,03	KN.cm	M_{dist}	435,07	KN.cm
λ_{dist}	1,35	> 0.673	λ_{dist}	1,08	> 0.673
M_{rdist}	2581,04	kN.cm	M_{rdist}	375,50	kN.cm
	25,81	kN.m		3,75	kN.m

3.3 Equação de interação oblíqua

Por fim, aplicam-se as magnitudes de momentos solicitantes e resistentes na equação de interação da flexão oblíqua, Equação (2.5), conforme descrita no tópico 2.3, a qual resultou no valor de 1,07, que representa uma resistência experimental 7% superior à resistência prevista pela norma. Como não foram utilizados furos oblongos durante o ensaio, foi investigada a hipótese de haver esforço normal na terça. Dessa forma, a ausência de esforços normais pôde ser confirmada pela deformação nula medida no extensômetro posicionado na linha neutra ao longo do regime linear, SG 7 da Figura 3.10 (a), em um ensaio anterior do mesmo perfil, cuja espessura da terça fora de 2,70 mm, com nenhuma outra alteração no setup do ensaio.



(a) (b)

Figura 3.10 – (a) Posicionamento de extensômetros na alma da terça em ensaio realizado anteriormente; (b) Comprovação da ausência de esforço normal a partir da curva em laranja (tensão nula na linha neutra ao longo do regime de carregamento linear). Fonte: os autores.

4 CONCLUSÃO

Com os resultados da metodologia apresentada, foi possível afirmar o impacto da existência do momento fletor em torno do eixo y na resistência geral da terça. Na prática, na utilização de terças em galpões o momento na menor inércia não seria induzido por travamentos laterais e/ou aparatos de ensaio infinitamente rígidos ao longo do comprimento da terça, mas sim pela disposição inclinadas de cobertura de galpões onde a decomposição do peso próprio geraria uma componente em cada um dos eixos principais de inércia.

Além disso, o resultado de 1,07 da equação de interação da flexão oblíqua traduz que o experimento foi realizado, a parte de incertezas e imperfeições geométricas naturais de um ensaio em grande escala, inerente à ensaios experimentais, de maneira muito confiável, onde a peça estrutural resistiu

7% acima do esperado pelo valor característico de norma, o que para o teor desse trabalho é um resultado bastante satisfatório.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. ABNT NBR 14762. 2010. Rio de Janeiro, RJ.

[2] Silva, J. M. M.; Malite, M. Longitudinally stiffened web purlins under shear and bending moment. Thin-walled structures, v. 148, p. 106616, 2020.

[3] Kyvelou, P. et al. Moment redistribution in cold-formed steel sleeved and overlapped two-span purlin systems. Advances in Structural Engineering. 2018; v 21, n. 16, p. 2534-2552.

[4] Chodraui, G. M. de B. Flambagem por distorção da seção transversal em perfis de aço formados a frio submetidos à compressão centrada e à flexão. Dissertação de Mestrado EESC/USP. 2003. São Carlos, SP.

[5] Silva, E. L. et al. Estruturas compostas por perfis formados a frio: Dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme ABNT NBR 14762: 2010 e ABNT NBR 6355: 2012. Instituto do Aço Brasil, 2014. Rio de Janeiro, RJ.

[6] Donim, V. C. Tabelas para Verificação de Perfis Formados a Frio. 2009. Salvador, BA.

[7] N.S. Trahair. Non-linear biaxial bending of steel Z-beams. Thin-Walled Structures. 2018.

Tema: Estabilidade e resistência de perfis formados à frio

ANÁLISE NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS DE PERFIS Z COM ALMA ENRIJECIDA SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

Ana Luísa de Lima[1]
Francisco Tiago da Silva Sales[2]
Luís Augusto Conte Mendes Veloso[3]
José Humberto Matias de Paula[4]
Lenildo Santos da Silva[5]
Guilherme Santana Alencar[6]

Resumo

Este estudo tem por objetivo realizar uma análise comparativa de resistência à flexão simples em torno do eixo de maior inércia entre um modelo numérico em Elementos Finitos e um modelo teórico calculado pelo Método da Resistência Direta para terças Z de alma enrijecida, perfil este produzido pela ISOESTE Metálica, para determinada altura e espessura da seção. Na análise numérica foi realizada uma simulação computacional no software ANSYS Mechanical APDL 17.2 de um modelo de viga biapoiada, considerando-se as não-linearidades geométricas (imperfeições geométricas nos elementos de casca geradas de maneira determinística, bem como através dos incrementos de esforços para grandes deslocamentos da peça) e as não-linearidades físicas (material elastoplástico) a partir de um ensaio de tração com o material da terça (aço ZAR 400), em busca de estimativas de momentos resistentes em torno do eixo de maior inércia. Nas análises não-lineares foi utilizado o método do Comprimento de Arco ('*Arc-Length Method*'). Para a análise analítica por meio do Método da Resistência Direta (MRD), utilizou-se o software CUFSM, com recurso ao método das faixas finitas. A partir da geometria da seção, condições de apoio e propriedades do material, para um momento de extremidade em ambos os apoios, foi possível extrair os valores de momento crítico de flambagem elástica em torno do eixo de maior inércia. Pode-se observar, de forma uma geral, proximidade das resistências à flexão obtidas pela simulação numérica com introdução das não-linearidades com as obtidas pelo método analítico (Método da Resistência Direta).

Palavras-chave: Perfis Formados a Frio; Método dos Elementos Finitos; Terças de Cobertura; Análise não-linear física e geométrica; Método da Resistência Direta (MRD).

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF Z PURLINS WITH STIFFNED WEB SUBJECTED TO SIMPLE BENDING ABOUT MAJOR AXIS

Abstract
This study aims to realize a comparative analysis of single bending strength around the major inertia axis between a Finite Element numerical model and a theoretical-analytical model calculated by the Direct Strength Method (DSM) for stiffened web Z beams, produced by ISOESTE Metálica for a given section height and thickness. For the numerical analysis, a computational simulation was made with the software ANSYS Mechanical APDL 17.2, by modelling a simply supported Z purlin, considering the geometrical nonlinearities (deterministic geometrical imperfections for the shell elements and increase of internal efforts produced by great displacements) and the physical nonlinearities (represented by the elastoplastic behavior of the material). The adopted stress-strain curve was obtained from a tensile test of the ZAR 400 steel (400 MPa of nominal yield strength). The aim of the simulation is to estimate the bending capacity about the major inertia axis. It was used the Arc-Length method for the nonlinear analysis. On the other hand, for the theoretical analysis using the Direct Strength Method (DSM), it was used the CUFSM software, based on the finite strip method. By modelling the section geometry, boundary conditions and material properties, it was possible to extract the critical elastic buckling moment about the major axis inertia due to local and distortional buckling. From the obtained results, it can be observed closer values of the bending moments strengths obtained by numerical simulation with the introduction of non-linearities with those obtained by the DSM method.

Keywords: Cold formed steel; Finite Element Method; Z Purlins; Geometrical and physical nonlinear analysis; Direct Strength Method (DSM).

[1] Graduanda em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[2] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[3] Professor, Doutor em Engenharia de Estruturas pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[4] Professor, Mestre em Estruturas pela UnB, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[5] Professor, Doutor em Geotecnia pela UnB, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[6] Professor, Doutor em Engenharia de Estruturas pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Terças metálicas de perfis formados a frio (PFF) são amplamente utilizadas no ramo da construção civil onde destaca-se a aplicação em terças de cobertura e, de acordo com Silva e Malite [1], diferenciam-se pela possibilidade de sobreposição com diferentes larguras de abas, o que proporciona continuidade e dupla espessura nos apoios internos. Por se tratarem de perfis de seção aberta e diante da menor espessura das chapas, se comparados aos perfis laminados e soldados, a resistência dos mesmos está diretamente atrelada a efeitos de instabilidade, em especial, à flambagem distorcional, a qual pode governar o dimensionamento do perfil. Nesse tipo de flambagem, comum a perfis com enrijecedores e mais pronunciado para aplicações de elevada resistência mecânica, conforme afirma Chodraui [2], ocorre a rotação das arestas da seção transversal nas regiões comprimidas, podendo-se identificar, dessa forma, o tipo de esforço solicitante (Figura 1.1).

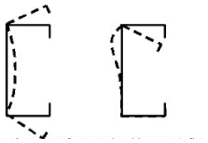


Figura 1.1 - Flambagem distorcional por compressão centrada e por momento fletor, respectivamente. Fonte: Silva *et al* [3].

Nesse contexto, este trabalho visa estudar o comportamento à flexão simples de um perfil Z de alma enrijecida, dentre os produzidos pela ISOESTE Metálica (Figura 1.2d), a fim de comparar a resistência teórica obtida pelo Método da Resistência Direta, descrito no Anexo C da ABNT NBR 14762 [4], com a resistência encontrada via análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos, através do software ANSYS Mechanical APDL 17.2. Essa verificação de resistência se faz em torno do eixo de maior inércia (eixo x), compatível com as condições de contorno aqui tratadas (terça bi-apoiada, sem travamentos laterais), que geram o comportamento de flexão irrestrita da Figura 1.3.

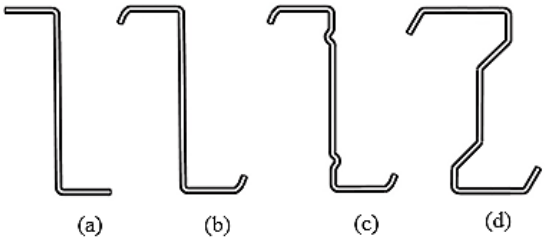


Figura 1.2- Tipos de terças em perfis formados a frio: (a) Terça Z com alma plana sem enrijecedor de borda; (b) .Terça Z com alma plana com enrijecedor de borda de 45 graus; (c) Terça Z com alma plana enrijecida; (d) Terça Z com alma enrijecida em formato corrugado. Fonte: modificado de Kyvelou *et al* [5].

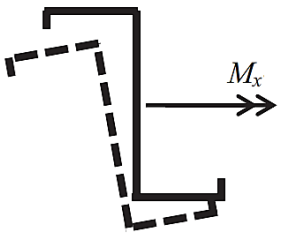


Figura 1.3 – Flexão irrestrita ($M_y = 0$): flexão biaxial não-linear e giro. Fonte: Adaptado de N.S. Trahair [6].

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Ensaio de tração do aço

O aço a partir do qual perfila-se a terça Z de alma enrijecida pode ser do tipo ZAR 400, com resistência nominal igual a 400 MPa. Por se tratar de uma análise não-linear, é considerado o comportamento elastoplástico do material e, portanto, o diagrama Tensão x Deformação do aço com três fases bem determinadas: a fase elástica, o patamar de escoamento e o encruamento com posterior ruptura do material.

Para tanto, foi realizado um ensaio de tração como rege a ASTM A370 e gerado o gráfico Tensão x Deformação para o corpo de prova ensaiado. Com auxílio de um programa coletor de coordenadas, estas foram transferidas para o MS Excel e, a partir de uma regressão polinomial, foi assim obtida uma nova curva ajustada, do tipo elasto-plástica bilinear (teórica) com fases bem definidas, a qual foi inserida no software ANSYS Mechanical. Ambas as curvas se encontram sobrepostas no gráfico da Figura 2.1.

Para esta curva específica, a partir do ponto que limita o fim da fase elástica, o módulo de elasticidade E obtido foi de 194 GPa e a tensão de escoamento f_y igual 470 MPa.

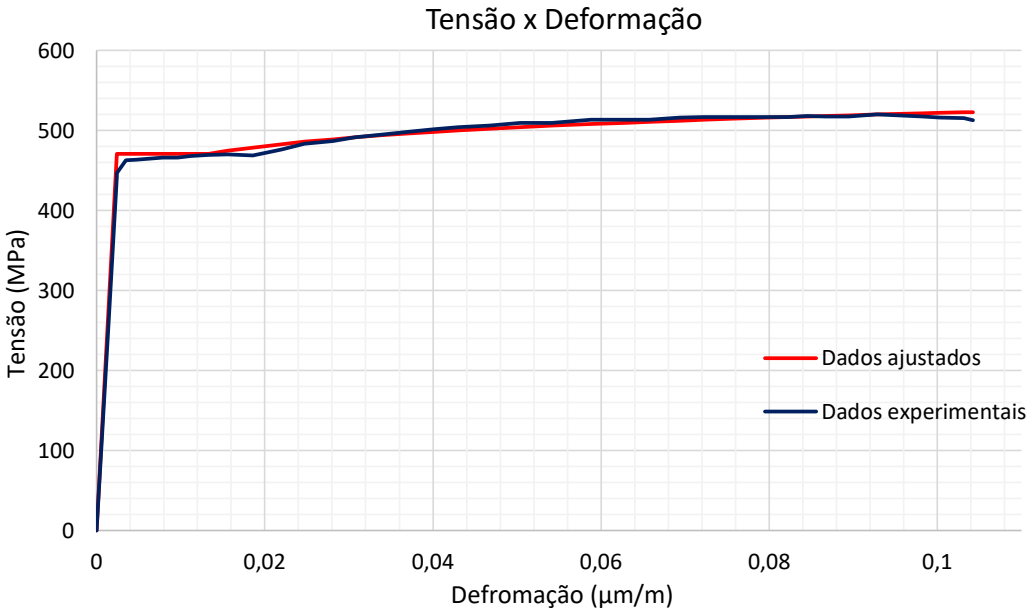


Figura 2.1- Gráfico Tensão x Deformação do aço ZAR-400 da terça Z. Fonte: os autores.

2.2 Método da Resistência Direta

Os procedimentos aqui descritos foram os mesmos utilizados por Sales *et al.* [7]. A seção do perfil Z de alma enrijecida foi desenhada com suas dimensões nominais de fábrica no software de Faixas Finitas CUFSM. À seção foi atribuído o material aço com módulo de elasticidade E = 194 GPa G = 75 GPa e coeficiente de Poisson ν = 0.3. A condição de contorno considerada foi a de terça bi-apoiada. Em seguida, foi aplicado um momento unitário em torno do eixo x e a análise elástica de flambagem foi realizada. Com isso, obteve-se a curva de assinatura elástica, que relacionada o comprimento de

meia-onda com o fator de carga, o qual, para valores de momento unitários, é igual ao próprio momento de flambagem elástico.

Da curva de assinatura elástica, é pertinente para este estudo extrair o valor do momento elástico de flambagem distorcional (M_{dist}), modo de falha este que foi observado durante os ensaios experimentais apresentados em Sales *et al.* [7] e por vezes determina o dimensionamento nas tipologias em que esse tipo de perfil é aplicado. O valor de M_{dist} equivale à coordenada vertical do ponto de mínimo para a região de flambagem distorcional da curva de assinatura elástica, que será apresentada posteriormente no tópico 3.1 (Figura 3.2).

A partir do valor de M_{dist} em torno do eixo x, é possível encontrar o momento resistente característico para este modo de flambagem através da Equação 2.1 ou Equação 2.2, extraída do Anexo C da ABNT NBR 14762 [4], a depender do valor do parâmetro λ_{dist} expresso na Equação 2.3.

$$M_{Rdist} = W f_y \text{ , se } \lambda_{dist} \leq 0{,}673 \qquad \text{Eq. (2.1)}$$

$$M_{Rdist} = (1 - \frac{0{,}22}{\lambda_{dist}})(\frac{W f_y}{\lambda_{dist}}), \text{ se } \lambda_{dist} > 0{,}673 \qquad \text{Eq. (2.2)}$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{dist}}} \qquad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde:

W = módulo de flexão resistente elástico, igual a razão entre o momento de inércia em torno do eixo perpendicular à seção e a distância vertical da linha neutra à fibra mais comprimida;

f_y = tensão de escoamento

2.3 Modelo numérico no ANSYS

2.3.1 Modelagem e propriedades geométricas

Foram definidas as seguintes variáveis geométricas para a terça modelada no ANSYS, conforme a Figura 2.2.

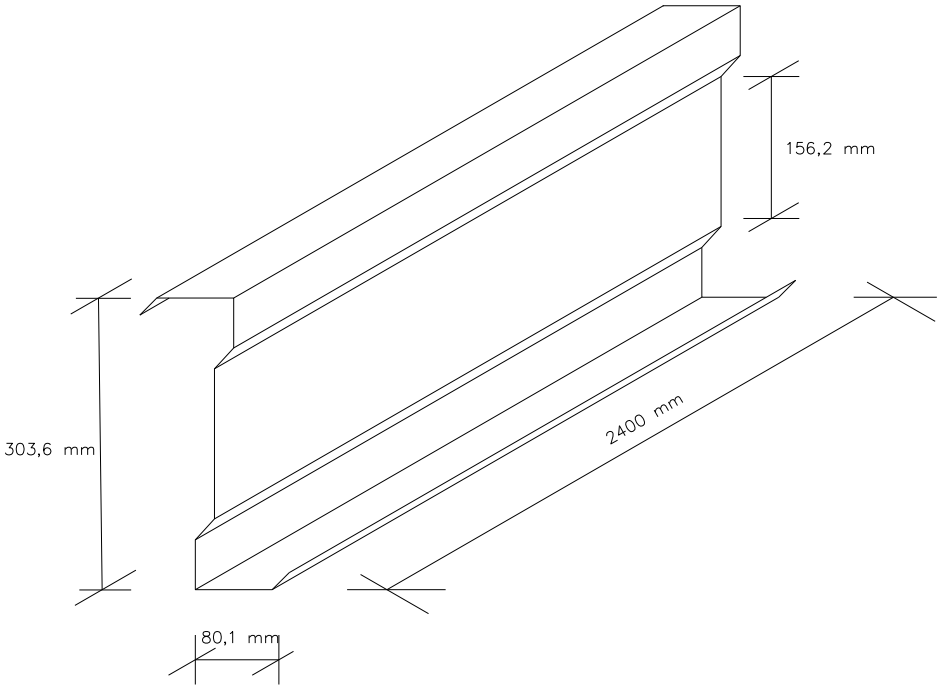


Figura 2.2 – Propriedades geométricas da seção Z modelada no software ANSYS. Fonte: os autores.

O modelo consiste em uma viga de perfil Z de alma enrijecida bi-apoiada com momentos de extremidade, de altura nominal 300 mm e espessura igual a 1,95 mm. Para o modelo do ANSYS, com a finalidade de coincidir o centro geométrico na metade da altura da alma plana, a seção transversal foi desenhada de forma simétrica, ou seja, com largura das mesas inferior e superior iguais (80,1 mm) bem como o primeiro trecho plano da alma, antes do enrijecedor, com altura de 51,9 mm, conforme Figura 2.3b. Assim, a altura da alma plana do modelo numérico totalizou 156,2 mm, mantida a altura total da terça de 303,6 mm.

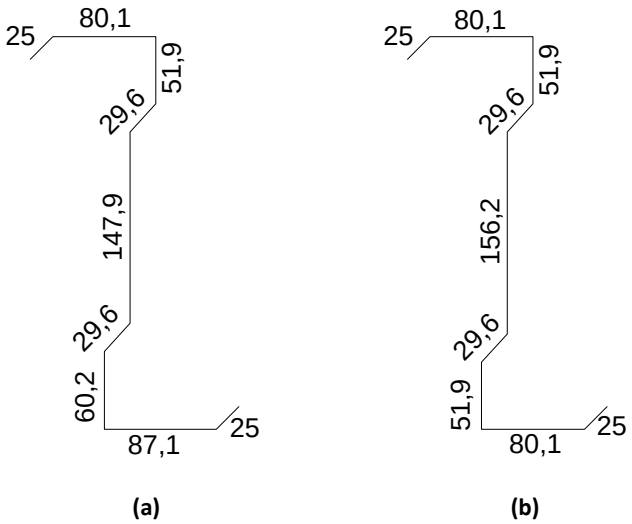


Figura 2.3 – a) Dimensões em mm dos elementos da seção transversal da terça Z de alma enrijecida real; b) seção transversal modelada no ANSYS. Fonte: os autores.

O comprimento total da viga foi adotado igual a 2400 mm. Este comprimento foi escolhido com base nos intervalos de comprimento que geram o modo de flambagem predominantemente distorcional especificamente para esta seção, conforme região vermelha da curva de assinatura elástica da Figura 3.2, além de este ser um valor usualmente utilizado para comprimento de travamento para vão contínuo de 12 metros.

2.3.2 Condições de contorno e carregamento

Os apoios da terça foram simulados como uma região de 80cm de comprimento no sentido longitudinal, a partir de ambas extremidades, onde foram restringidos os deslocamentos na direção x e y dos nós, conforme sistema de coordenadas do ANSYS mostrada na Figura 2.4. Nos apoios, foi modelada espessura 10 vezes maior que a espessura da terça propriamente dita, logo, igual a 19 mm (Figura 2.5). Isso foi feito para simular o momento em torno do eixo x constante para uma peça bi-apoiada, evitando-se a concentração de tensões nas extremidades, como utilizado em Gendy e Hanna [8]. Uma vez que os ensaios reais que motivaram essa simulação numérica obtiveram falhas de resistência à flexão ao longo no centro do vão, (e não nas extremidades) esse procedimento de reforçar a espessura dos apoios não impactou negativamente os resultados.

Além disso, os nós da seção central tiveram os deslocamentos ao longo do eixo z longitudinal restritos, a fim de se ter um sistema isostático, uma vez que os apoios de extremidade se configuram como de primeiro gênero. A restrição horizontal foi realizada também no centro de modo a gerar um sistema perfeitamente simétrico.

Os momentos de extremidade foram simulados como uma variação de cargas concentradas ao longo dos nós da alma plana (ao longo da altura de 156,2 mm), como indicado pelas setas em vermelho na Figura 2.5. A distribuição triangular de forças de compressão (na metade superior) e tração (na metade inferior), resultou, assim, em um momento positivo em torno do eixo x. Esse processo foi efetuado em ambas as extremidades. A escolha da aplicação das forças nesta região e não nas mesas se deu para evitar a geração de momentos de empenamento (‘*warping moments*’) adicionais não desejados, uma vez que o centro de cisalhamento da peça se localiza na alma plana central.

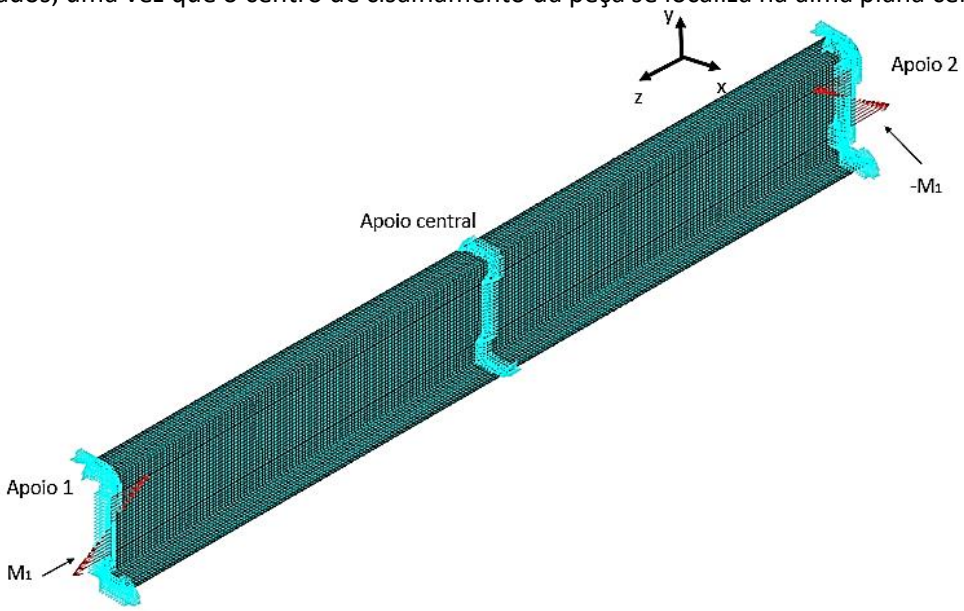


Figura 2.4 – Condições de contorno para a terça no ANSYS. Fonte: os autores

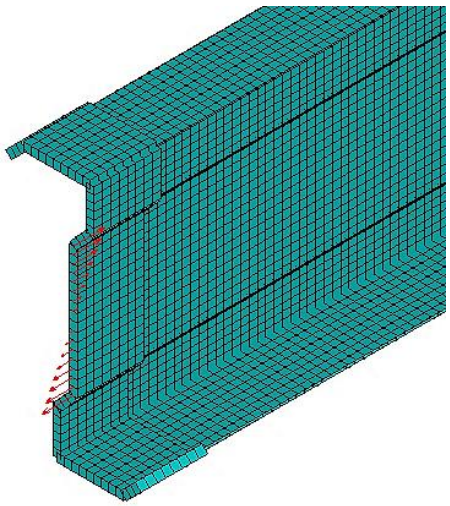


Figura 2.5 - Espessura enrijecida nos apoios e momento de extremidade simulados como cargas concentradas na alma plana Fonte: os autores.

2.3.3 Malha e análise estática

A malha de elementos finitos foi discretizada em elementos de casca com quatro nós do tipo SHELL181 (referência no Manual do ANSYS Mechanical APDL), conforme Figura 2.7, de dimensões 10x10mm, dimensão essa considerada adequada para a seção transversal de 300mm de altura em análise.

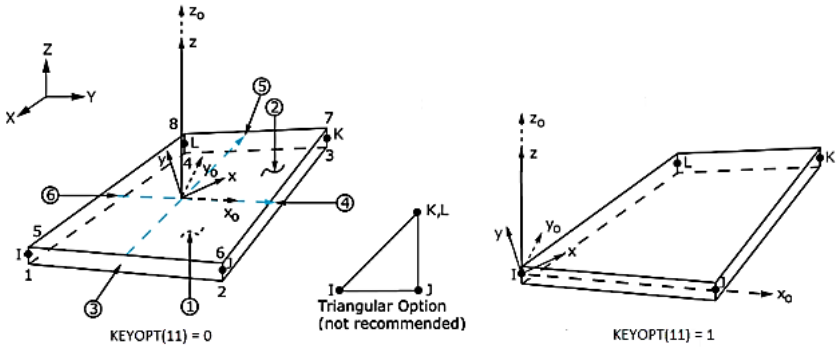


Figura 2.7– Elementos de casca do tipo shell181. Fonte: Manual do ANSYS.

2.3.4 Análise de estabilidade elástica (flambagem de Euler)

Após a discretização da malha e análise estática, foi realizada uma análise linear elástica de flambagem, cujo objetivo é unicamente encontrar o modo de flambagem mais próximo do puramente distorcional e, a partir dos deslocamentos dos nós para este modo de flambagem, atualizar a geometria da terça. Isso porque os perfis formados a frio apresentam modos de flambagem combinados, o que torna mais complexo a aplicação de imperfeições geométricas inerentes ao processo de fabricação.

Assim, simulam-se as imperfeições geométricas de forma determinística a partir da condição deformada da peça para determinado modo de flambagem de interesse, como recomenda o item C.5 do Anexo C do Eurocode [9], com respeito ao uso de imperfeições. O mesmo anexo do Eurocode

também recomenda o uso de tolerâncias construtivas máximas para definir a amplitude das imperfeições geométricas.
Uma vez que não é de conhecimento dos autores a existência de uma norma que estabeleça especificamente imperfeições geométricas construtivas máximas toleradas para perfis Z de alma enrijecida, neste trabalho a imperfeição geométrica atribuída ao processo de fabricação foi a mesma utilizada em perfis U enrijecidos, que deve ser menor ou igual a 1,59 mm para o desvio das mesas em relação ao ângulo de 90 graus que formam com a alma ('*overbend*'), como preconiza a ASTM C955 – 08a [10]. Assim, esta norma foi utilizada como referência para limitar a imperfeição atribuída por não existirem normas especificas para perfis Z em chapa dobrada.

2.3.5 Análise não-linear

Após atualizada a geometria da terça, considerando-se, assim, as imperfeições geométricas, foram inseridos, para o material multilinear isotrópico (plástico) os valores da curva Tensão x Deformação ajustada, conforme Figura 2.1, a partir do fim da fase elástica.
A análise não linear ocorre em múltiplos passos, diferentemente da análise linear que é realizada em apenas um passo. A análise não linear requer que as cargas ou deslocamentos sejam aplicados gradualmente em múltiplas etapas. No caso da não linearidade geométrica, a matriz rigidez $[K]$ é atualizada à medida que a estrutura deforma e consequentemente as equações de equilíbrio são atualizadas para a estrutura deformada a cada passo da análise, equilibrando-se a estrutura em relação às forças externas e internas e às deformações, aumentando a precisão do estudo, segundo Alves Filho [11].
A equação geral da análise não-linear pode ser escrita como:

$$[Kt]\{dU\} = \{dF\} \qquad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde:

K_t = matriz de rigidez tangente em cada ponto;
dU = incrementos de deslocamentos a cada passo;
dF = incrementos de força a cada passo.

A análise não-linear foi feita lançando mão do Método do Comprimento de Arco (Arc length Method), em alternativa ao tradicional algoritmo de Newton-Rapson, para melhor convergência conforme literatura científica de perfis dobrados. Foi adotado o número de 100 subpassos para a análise.

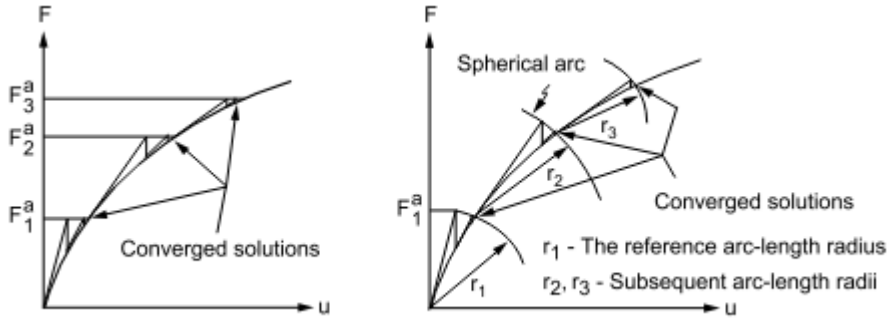


Figura 2.8 – Tradicional Método de Newton Rapshon e Método do Comprimento de Arco. Fonte: ANSYS (2023)

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Método da Resistência Direta

A aplicação de momento fletor igual unitário em torno do eixo x resultou na distribuição de tensão da Figura 3.1. Da curva de assinatura elástica do eixo x (Figura 3.2) foi extraído o valor de $M_{xdist} = 22{,}82\ \mathrm{kN.m}$. Com este valor, obteve-se o momento resistente característico de $M_{xRdist} = 25{,}81\ \mathrm{kN.m}$, como ilustrado na Tabela 3.1. Ressalta-se que a seção desenhada no CUFSM corresponde a seção experimental real da terça Z (ver Sales *et al.* [7]), na Figura 2.4a, que possui mesas com larguras diferentes.

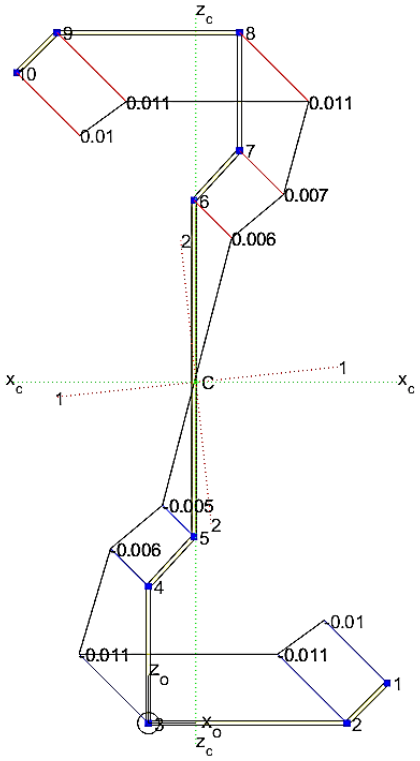


Figura 3.1 – Distribuição de tensões devido a momento fletor unitários em torno dos eixos x extraída do software CUFSM. Fonte: os autores.

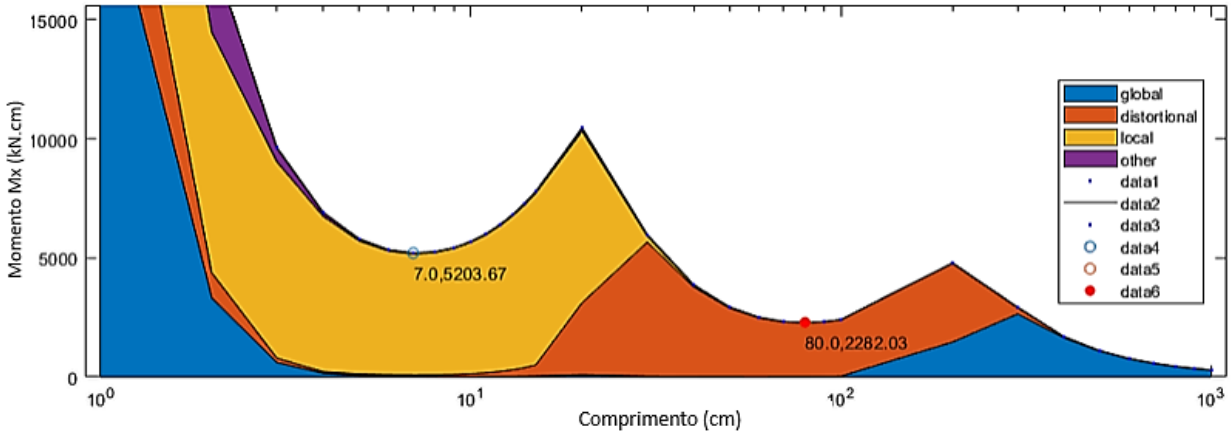


Figura 3.2 – Curva de assinatura elástica do eixo x extraída do software CUFSM. Fonte: os autores.

Tabela 3.1: Valores das propriedades geométricas extraídas do CUFSM e momentos resistentes característicos obtidos em torno do eixo x. Fonte: os autores.

Propriedades geométricas da seção em x (CUFSM):		
I_{xx}	1391,18	cm^4
y	15,36	cm
$W_x = I_{xx}/y$	90,55	cm^3
Momento resistente característico em x		
f_y	46,00	kN/cm^2
M_{dist}	2282,03	KN.cm
λ_{dist}	1,35	> 0.673
M_{rdist}	2581,04	kN.cm
	25,81	kN.m

3.2 Modelo no software ANSYS

3.2.1 Resultados da análise de estabilidade elástica

Para a análise linear de estabilidade elástica, o material aço atribuído deve estar no regime linear-elástico. Dessa forma, foram inseridos apenas o módulo de elasticidade e a tensão de escoamento, respectivamente iguais a E = 194 GPa e f_y = 470 MPa. A variação das cargas pontuais de forma a simular o momento de extremidade foi feita da seguinte forma: a partir do primeiro nó da alma plana, na parte superior, aplicou-se uma carga de compressão igual 246 N, variando uma média de 30 N até anular-se no eixo horizontal da alma plana. A partir desse, aplicaram-se as mesmas forças de forma espelhada para representar a região de tração. A variação ao longo de um comprimento

igual a metade da altura da alma plana (156,2/2 = 78,1mm) resultou nos valores de carga concentrada como mostrado na tabela 3.2.

Tabela 3.2. Forças de compressão nos nós da metade superior da alma plana para a análise de flambagem elástica. Fonte: os autores.

Nó	Força (N)
973	-246
1009	-216
1010	-186
1011	-155,99
1000	-125,99
1036	-94,49
1037	-63
1038	-31,5

Do somatório das forças que variam de 0 a 246 N, conforme Figura 2.6, tem-se:

$$\sum Fz = 1119\ N \qquad \text{Eq. (3.1)}$$

$$M = \sum Fz\ .h = 1119 * 0{,}1041 = 116{,}52\ N * m \qquad \text{Eq. (3.2)}$$

Onde h é a distância entre os centroides dos triângulos de carregamento de compressão e tração e igual a 2/3 da altura total da alma plana.
O comando para realizar a análise foi executada e foram gerados 20 modos de flambagem da peça. Para o modo de flambagem número 6 (Figura 3.3), identificou-se a flambagem teórica puramente distorcional, a qual é interesse desse estudo.

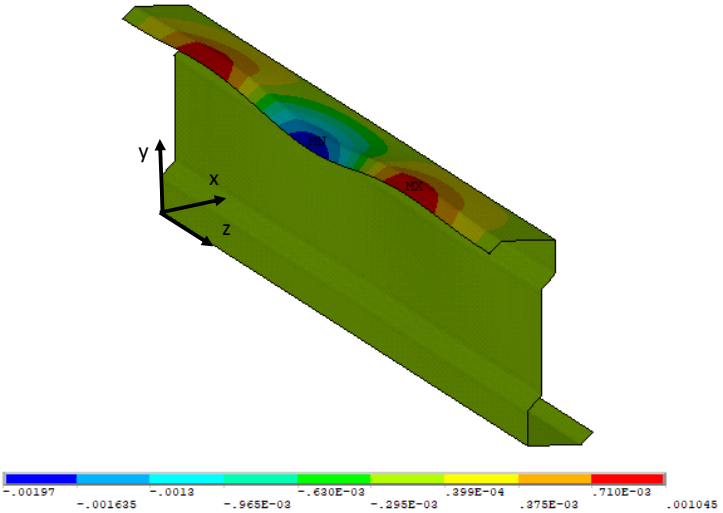


Figura 3.3 – Modo de flambagem distorcional da análise elástica de flambagem da terça Z. Fonte: os autores.

Pode-se observar pela Figura 3.3 que os deslocamentos máximos foram atingidos no enrijecedor de mesa, da ordem de 1,97 mm (região azul escura). Contudo, foram medidos os deslocamentos em y dos nós da mesa superior plana para este modo, resultando numa variação de 1,53 mm. Por ser inferior ao máximo limitado por norma de referência, igual a 1,59 mm, essa foi a magnitude de imperfeição adotada para representar as não linearidades geométricas na posterior análise não linear a ser executada. A geometria original do modelo foi então atualizada com base na forma deste modo de flambagem.

3.2.2 Análise não linear

Com a geometria atualizada para o modo de flambagem distorcional segundo a análise linear de flambagem elástica realizada no passo anterior, com base no modo 6 puramente distorcional, foi inserido o modelo constitutivo elastoplástico do material, com os pontodos oriundos da curva em vermelho ajustada do ensai ode tração (ver Figura 2.2).

Para gerar o momento de extremidade, as forças aplicadas ao longo dos nós da alma plana tiveram valores como os da Tabela 3.4, porém com valores maiores para que a análise não-linear não interrompesse antes de atingir a capacidade máxima na falha.

Da análise não linear, foram coletados os deslocamentos em função do multiplicador do carregamento, representado, no ANSYS, pela coluna TIME. Para se obter o momento associado a cada ponto, foi feito o produto entre momento aplicado e o fator multiplicador.

Desse processo, foi gerada a curva Momento em torno do Eixo X x Deslocamento vertical. O valor de momento de pico foi igual a 26,37 kN.m (Figura 3.4). Do formato da curva, fica realçado o comportamento não-linear, o atingimento do momento máximo e a posterior perda de resistência com a falha da peça (grandes deslocamentos).

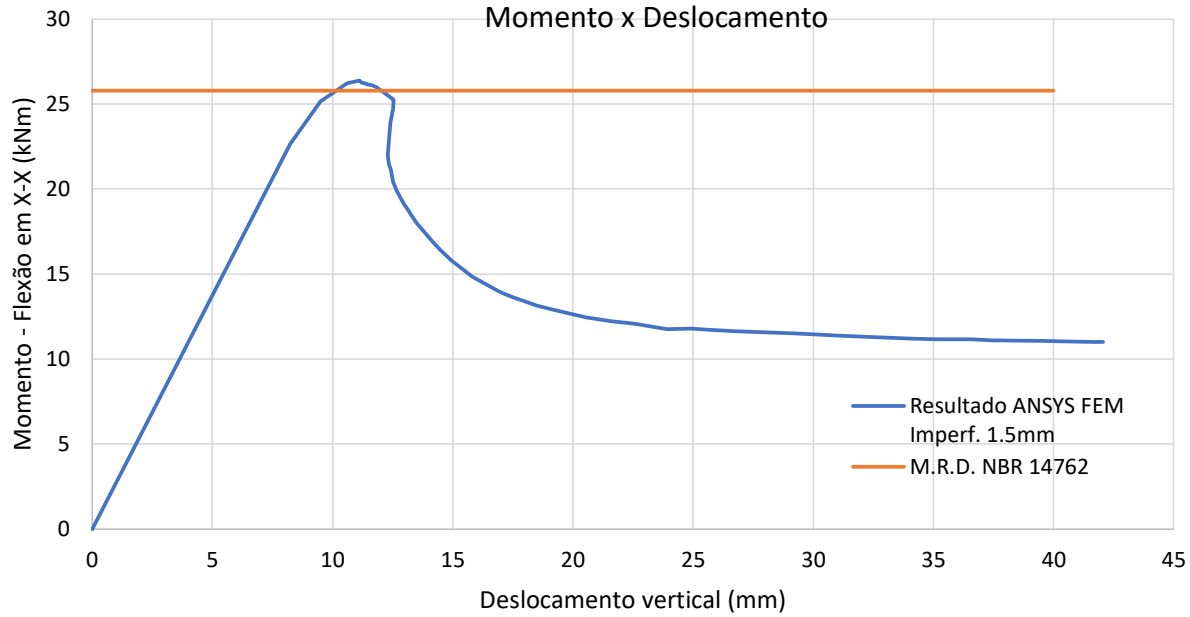


Figura 3.4 – Curva momento x deslocamento vertical para a análise não-linear

A seguir, apresentam-se os resultados extraídos após a análise não linear. A Figura 3.5 apresenta o deslocamento gerado para um momento de 11 kN.m (valor após o pico) no qual é possível observar maiores deslocamentos na região central do vão da mesa superior comprimida, como esperado, caracterizando de maneira evidente a forma da falha distorcional.

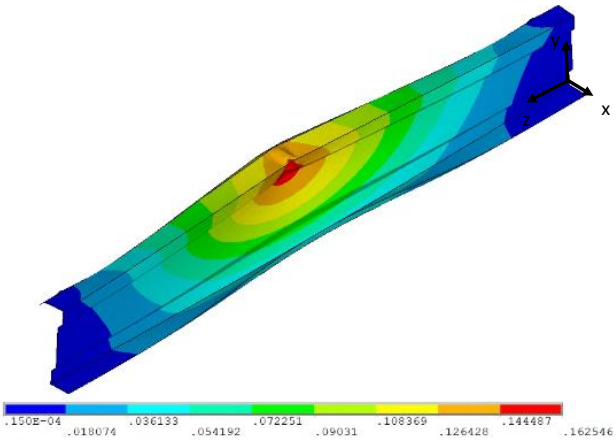


Figura 3.5 – Deslocamento vetorial para a um momento de 11 kN.m. Fonte: os autores.

A Figura 3.6 ilustra a tensão de von Mises, no qual apresenta tensão máxima de 471 MPa para um momento 25,16 kN.m.

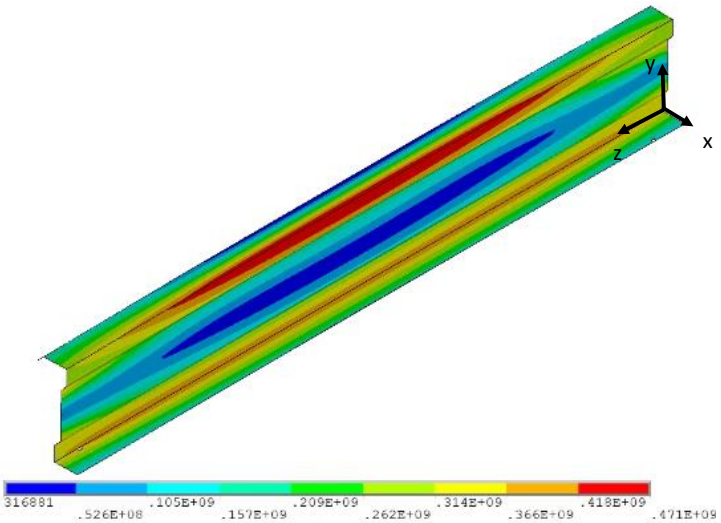


Figura 3.6 – Tensão de von Mises para um momento de 25,16 kN. Fonte: os autores.

A Figura 3.7 ilustra a tensão vertical em no eixo y, com compressão de 479 MPa na mesa superior e tração de 412 MPa na mesa inferior, para um momento de 25,16 kN.m.

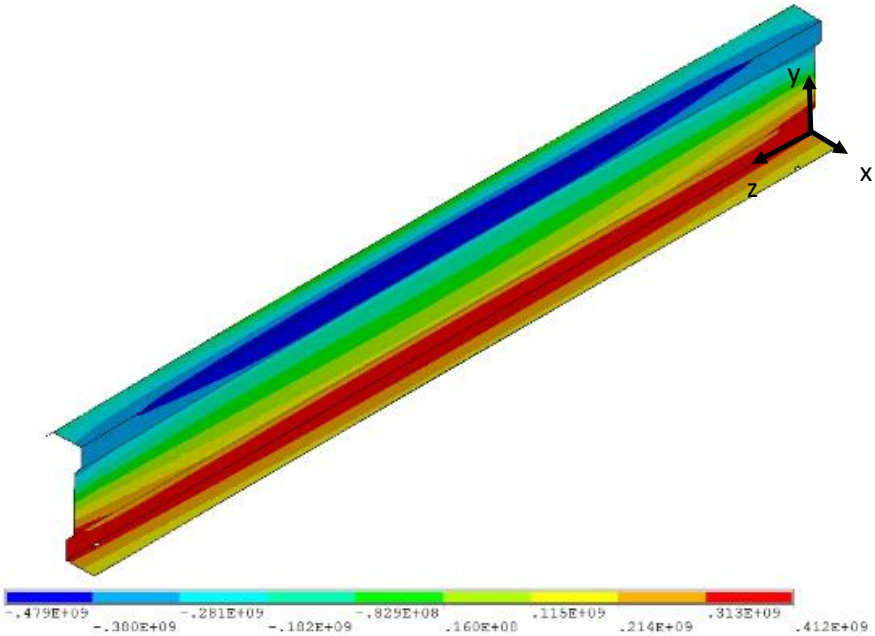


Figura 3.7 - Tensão vertical para um momento de 25,16 kN. Fonte: os autores.

4 CONCLUSÃO

A partir desse estudo, comprova-se que a resistência obtida através de uma análise não-linear de modelagem numérica traduz, de fato, o comportamento real desse modelo estrutural quando apresenta irregularidades geométricas vinculadas ao processo de fabricação, composto por um material real e elastoplástico. Além disso, representa o impacto dos incrementos de esforço após atingir o momento crítico e toda a fase posterior. Do formato da curva da análise-linear, fica realçado o comportamento não-linear do material, o alcance do momento máximo e a posterior perda de resistência com a falha da terça (grandes deslocamentos).

A resistência obtida via análise numérica de 26,37 kN.m se faz muito próxima da resistência de cálculo teórica via Método da Resistência Direta, de 25,81 kN.m, com uma divergência de apenas 2%. Portanto, os resultados reforçam tanto a confiabilidade do método teórico para dimensionamento quanto a validade da análise numérica ao representar o momento máximo atingido pela terça.

REFERÊNCIAS

[1] Silva, J. M. M.; Malite, M. Longitudinally stiffened web purlins under shear and bending moment. Thin-walled structures, v. 148, p. 106616, 2020.

[2] Chodraui, G. M. de B. Flambagem por distorção da seção transversal em perfis de aço formados a frio submetidos à compressão centrada e à flexão. Dissertação de Mestrado EESC/USP. 2003. São Carlos, SP.

[3] Silva, E. L. et al. Estruturas compostas por perfis formados a frio: Dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme ABNT NBR 14762: 2010 e ABNT NBR 6355: 2012. Instituto do Aço Brasil, 2014. Rio de Janeiro, RJ.

[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. ABNT NBR 14762. 2010. Rio de Janeiro, RJ.

[5] Kyvelou, P. et al. Moment redistribution in cold-formed steel sleeved and overlapped two-span purlin systems. Advances in Structural Engineering. 2018; v 21, n. 16, p. 2534-2552.

[6] N.S. Trahair. Non-linear biaxial bending of steel Z-beams. Thin-Walled Structures. 2018.

[7] Sales, F.; Lima, A.; Veloso, L.; De Paula, J.; Silva, L.; Alencar, G. Análise teórica e experimental de terças Z com alma enrijecida com transpasse. Construmetal, São Paulo, 2023.

[8] L. Gendy *, M.T. Hanna Effect of geometric imperfections on the ultimate moment capacity of cold-formed sigma-shape sections Bassem. 2017.

[9] Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].

[10] ASTM C955 – 08a. Standard Specification for Load-Bearing (Transverse and axial) Steel Studs, Runners (Tracks), and Bracing or Bridging for Screw Application of Gypsum Panel Products and Metal Plaster Bases. 2009.

[11] ALVES FILHO, A. Elementos Finitos - A Base da Tecnologia CAE - Análise não Linear. 1. ed. São Paulo: Ltda, Editora Érica, 2012.

Tema: Estruturas Metálicas para Pontes e Viadutos Rodoviários

DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O VÃO CENTRAL EM ESTRUTURA METÁLICA DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES

Georgia Brunelli Bofill[1]
Ronaldo Oliveira de Almeida [2]
Guilherme Santana Alencar [3]

Resumo

A Ponte Honestino Guimarães, ou Ponte Monumental como o próprio Oscar Niemeyer a nomeou, é a única Obra de Arte Especial (OAE) do renomado arquiteto projetada e executada, tendo sido construída entre 1969 e 1976. Até a sua conclusão, essa OAE passou por alterações em seu sistema construtivo, uma vez que o projeto original considerava a ponte construída integralmente em balanços progressivos de concreto protendido, tanto os vãos laterais (110 m), como o central (220 m). Após um incidente com os cabos de protensão ocorrido em 1971, foi realizada uma adaptação ao projeto inicial, substituindo-se um trecho central de 58 metros de comprimento por uma estrutura metálica de tabuleiro ortotrópico de aço do tipo Corten. Diante desse contexto, considerando-se a utilização desse equipamento público e os efeitos do tempo, que podem interferir no comportamento dinâmico das estruturas, este artigo apresenta o desenvolvimento de um modelo numérico em elementos finitos por meio do software ANSYS para o vão central em estrutura metálica. Esse vão central apoia-se sobre as extremidades dos arcos de concreto que, neste artigo, tiveram a rigidez dos apoios elásticos estimada. O objetivo da construção do modelo numérico é a posterior avaliação à fadiga das ligações soldadas por meio de abordagem S-N considerando o tráfego passado e futuro. Uma análise modal foi realizada sobre o modelo numérico, demonstrando a sua utilidade para fins do estudo do comportamento dinâmico.

Palavras-chave: Pontes e Viadutos em Estrutura Metálica; Análise Dinâmica; Elementos finitos.

DEVELOPMENT OF A FINITE ELEMENT MODEL FOR THE STEEL BOX GIRDER STRUCTURE OF THE CENTRAL SPAN OF HONESTINO GUIMARÃES BRIDGE

Abstract

Honestino Guimarães Bridge, or Monumental Bridge, as Oscar Niemeyer named it, is the acclaimed architecture's only bridge projected and executed, built between 1969 and 1976. Before conclusion, its constructive system has been altered, once the original design planned building this bridge by successive balances in prestressed concrete along its laterals spans (110m) and the central span (220m). After an incident occurred with some of its tendons, in 1971, the original project was adapted and a part of 58 meters of the central span was substituted by an orthotropic corten steel deck structure. In this framework, considering the utilisation of this public equipment and the effects of time, which may interfere in the dynamic behaviour of structures, this article presents the development of a finite element model via ANSYS for the central span steel structure. This central span is supported by two concrete arches, which, in this article, had its elastic support stiffness estimated. The purpose of designing a discrete element model is a posterior evaluation of fatigue of welded connections

via S-N approach, considering past and future traffic. It was made a modal analysis over the numerical model, demonstrating its usefulness for studying dynamic behaviour.

Keywords: Steel Bridges and Viaducts; Dynamic Analysis; Finite Element modelling.

[1] Graduanda em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil - NOVACAP, Brasília, Distrito Federal e Brasil.
[3] Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Destinada a conectar, de forma mais rápida, o Lago Sul à área central de Brasília, a Ponte Honestino Guimarães foi projetada em 1967 pelo arquiteto Oscar Niemeyer. Segundo Fonseca [1], a concepção arquitetônica inicial era inédita, com 200 metros de vão livre no arco central e dois arcos laterais de 100 metros cada, utilizando-se de concreto protendido para vencer esses vãos, além de seção transversal constituída de um caixão tricelular. Entretanto, esse comprimento inicial ainda precisou ser aumentado para que os blocos de ancoragem se apoiassem em um solo mais firme, resultando em 110 metros de vãos laterais e 220 metros de vão central. Para executar a obra, o processo construtivo escolhido foi o de balanços progressivos, realizados de forma simétrica a partir dos pilares internos da estrutura.

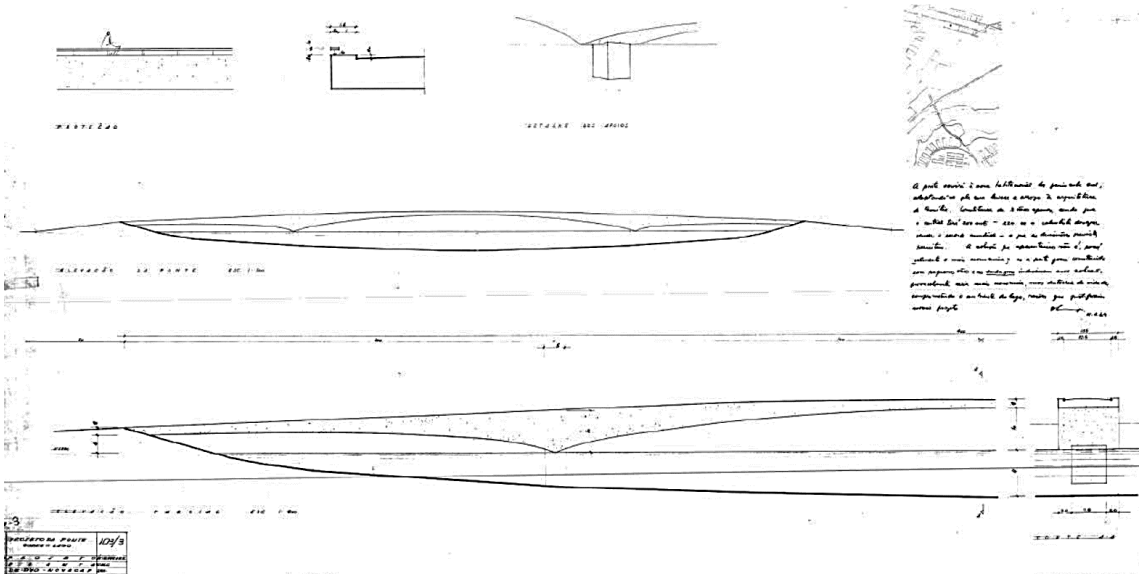


Figura 1 - Projeto original da Ponte de Oscar Niemeyer. [2]

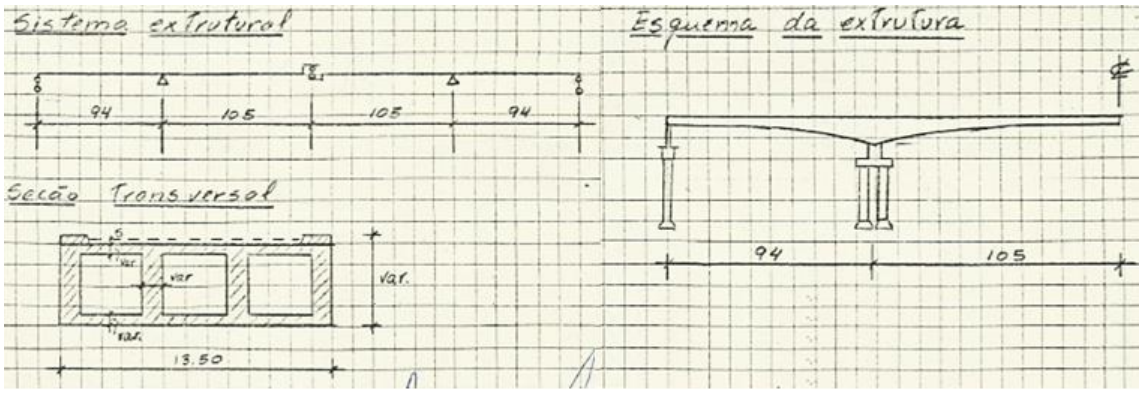


Figura 2 - Concepção estrutural inicial (adaptado). [2]

De acordo com Fonseca [1], após 1 ano e 6 meses do início da construção, a obra foi paralisada devido a acidentes ocorridos com os cabos de protensão e por fiscais da NOVACAP constatarem que a quantidade desses cabos prevista em projeto era insuficiente. Dessa forma,

o projeto inicial foi recalculado e foi prevista a substituição de 58 metros do vão central em concreto protendido por uma estrutura em aço anticorrosivo, apoiada sobre os arcos de concreto, o que reduziu o peso próprio do trecho em aproximadamente 1/3. Também foram realizados outros reforços estruturais na estrutura, como inserção de cabos de reforço e preenchimento de fissuras. A ponte foi finalmente inaugurada em 1976.

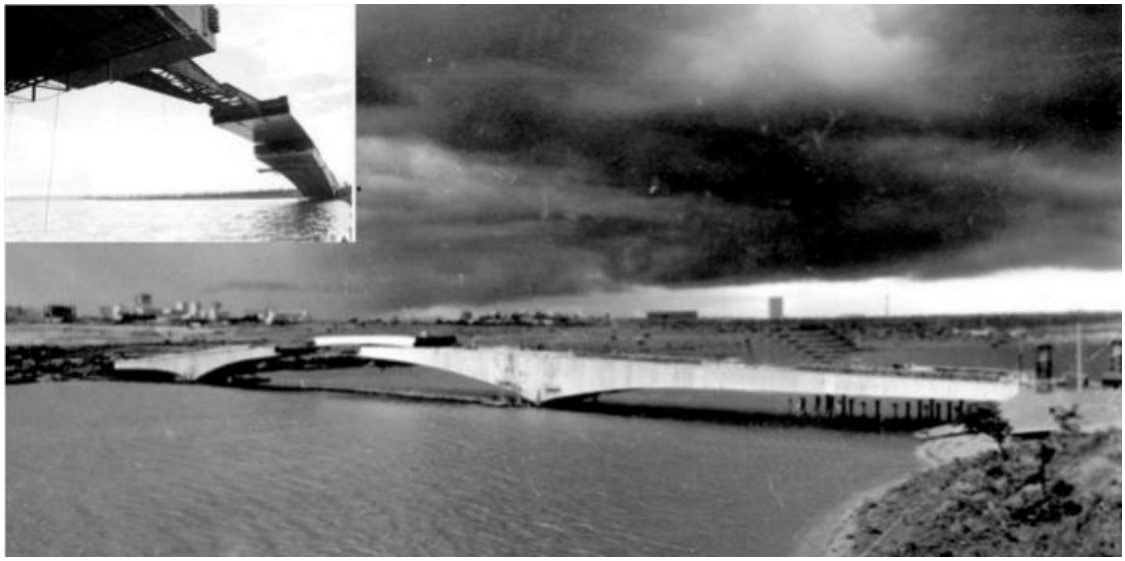


Figura 3 - Implantação do tabuleiro metálico. [3]



Figura 4 - Inauguração da ponte em 1976. [3]

Em março de 2021, iniciou-se uma obra de reforço e recuperação estrutural na ponte, após serem identificadas deflexões excessivas nas pontas dos balanços onde se apoia a estrutura metálica. Almeida [4] reforça que essa deformação indica possível perda de protensão dos cabos, causada por corrosão ou perdas diferidas no tempo.

Nesse contexto, percebe-se a necessidade de um estudo avançado do comportamento dessa ponte. O objetivo do presente artigo é o desenvolvimento inicial de um modelo numérico em

elementos finitos para o vão central metálico da Ponte Honestino Guimarães. Desse modelo, será realizada uma análise linear dinâmica modal, a ser comparada e calibrada, em um trabalho futuro, com os dados experimentais obtidos por Almeida [4] no sistema de aquisição para monitoração remota da ponte.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a elaboração do modelo da ponte, foi utilizado o *software* ANSYS v. 17.2, sendo desenvolvido um código na linguagem de apoio do ANSYS, o *ANSYS Parametric Design Language* (APDL) para a leitura pelo programa. O ANSYS é um *software* que realiza modelos e análises em elementos finitos, permitindo, dentre outras funcionalidades, a análise linear estática e a análise linear dinâmica modal, segundo o próprio ANSYS [5].

2.1 Estrutura geral da ponte

As informações de geometria da ponte foram obtidas por meio de levantamento *as built* da estrutura, produzido por Almeida *et al.* [6] para a NOVACAP e por meio de inspeções próprias realizadas pelos autores deste trabalho na estrutura. As imagens a seguir representam fotografias realizadas no local, planta e cortes da estrutura, retiradas do levantamento *as built.*



Figura 5 - Fotografia no interior do caixão na região do apoio. Fonte: Autores.



Figura 6 - Fotografia no interior do caixão ao longo da direção longitudinal. Fonte: Autores

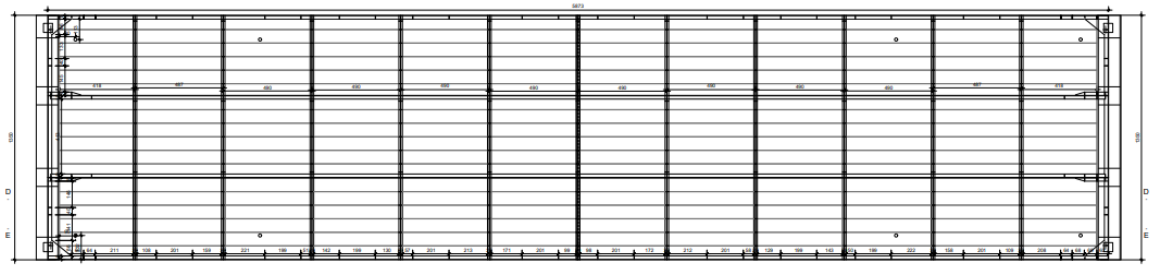


Figura 7 - Tabuleiro metálico em planta. [6]

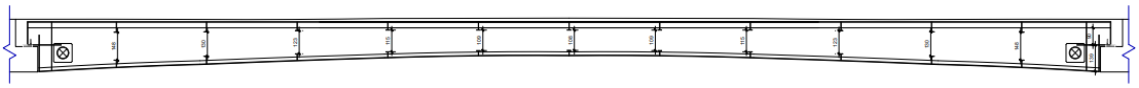


Figura 8 - Corte longitudinal do tabuleiro metálico. [6]

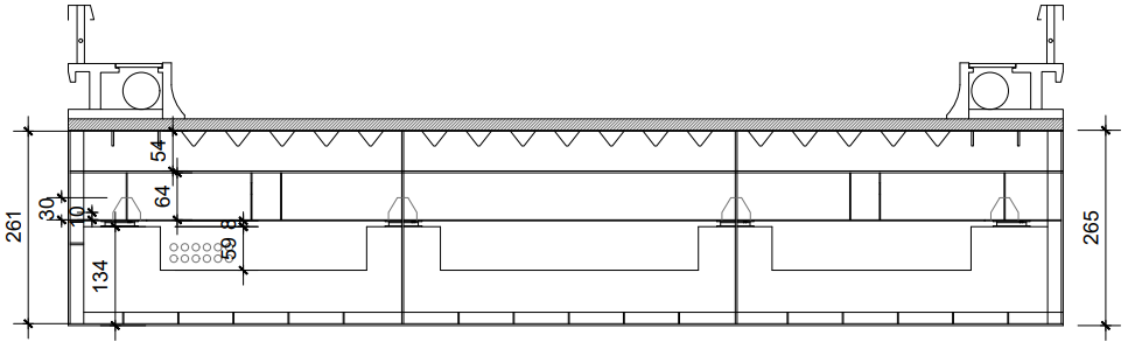


Figura 9 - Corte transversal do tabuleiro metálico. Fonte: Almeida et al. [6]

Destaca-se que, no modelo *as built,* não é indicado o caimento transversal da pista nas extremidades, que foram identificadas *in loco* e existem para garantir o escoamento de água pluvial. No modelo, foi feita a modelagem desse caimento na própria estrutura do caixão, como identificado pelo levantamento realizado.

2.2 Geometria das seções

A estrutura metálica é composta por diversos enrijecedores ao longo de sua geometria, tanto nas mesas superior e inferior quanto nas paredes (internas e externas), configurando um tabuleiro do tipo ortotrópico. A estrutura conta com esses elementos dispostos

transversalmente e longitudinalmente ao longo de sua estrutura. A tabela a seguir representa as dimensões dos perfis metálicos presentes no tabuleiro, que foram obtidas *in loco*.

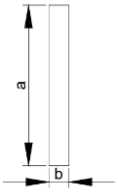


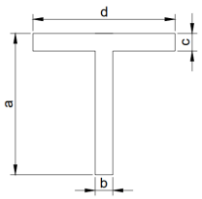
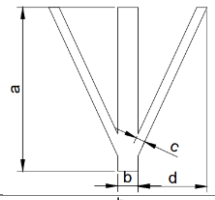
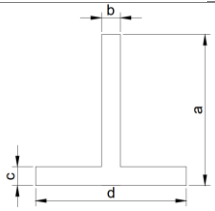
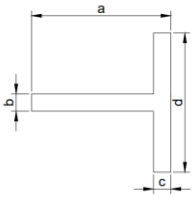
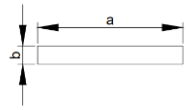
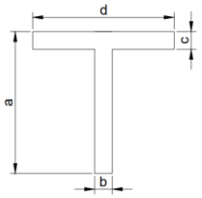
Figura 10 – Detalhe do encontro entre perfil I transversal e nervura longitudinal da mesa superior. Fonte: Autores.



Figura 11 – Detalhe contraventamento, perfil T transversal da mesa inferior, enrijecedores longitudinais e perfil T das paredes. Fonte: Autores.

Tabela 1 – Perfis metálicos (dimensões em mm). Fonte: Autores.

Nº	Nome	Perfil	Seção	a	b	c	d
1	Enrijecedor longitudinal da face inferior do caixão	Retangular		170	13	-	-

2	Perfil T transversal soldado na mesa inferior	T		400	10	10	200
3	Nervura da mesa superior	Retangular enrijecido		320	27,5	10	130
4	Perfil T transversal soldado na mesa superior	T		530	10	10	200
5	Perfil T soldado nas paredes	T		300	10	10	200
6	Enrijecedor longitudinal das paredes do caixão	Retangular		175	14	-	-
7	Contraventamento	T		200	10	10	200

2.3 Dados dos materiais

A inserção de dados dos materiais do modelo foi realizada levando-se em consideração o tabuleiro metálico em si e os elementos localizados sobre esse tabuleiro. Nesse caso, há o vão central em aço, uma laje de concreto sobre o vão e os elementos sobre a laje. Para os elementos sobre a laje, foi considerado apenas o revestimento asfáltico, sem influência na rigidez global, já que esse material adiciona apenas peso próprio sem função estrutural para a superestrutura. Para uma análise linear estática, é imprescindível considerar o restante dos carregamentos atuantes sobre a estrutura, como veículos, adutoras de água, barreiras de concreto, etc., já que o peso próprio desses elementos age de modo a aumentar os esforços solicitantes atuantes na estrutura. Foi utilizada a premissa de que todos os materiais estruturais (aço e concreto) são lineares, homogêneos, elásticos e isotrópicos. Como o concreto da década de 1970 apresentava f_{ck} da ordem de 15 a 20 MPa, foi realizada uma

estimativa inicial do módulo de elasticidade do concreto de 20 Gpa, que poderá ser alterada em trabalhos futuros.

Tabela 2 – Materiais utilizados no modelo. Fonte: Autores

Material	Peso específico (kg/m³)	Módulo de elasticidade (Gpa)	Coeficiente de Poisson
Aço	7850	200	0.3
Concreto	2500	20	0.2
Revestimento Asfáltico	2200	-	-

2.4 Elaboração do modelo

A partir dessas informações, foi construído o código em APDL, sendo que as instruções de programação são lidas pelo programa para construção e respectiva visualização gráfica do modelo. As mesas superior e inferior do tabuleiro, as paredes laterais e internas e as vigas das regiões de apoio foram modeladas como elementos *shell181*, com 10 mm de espessura, exceto as vigas dos apoios, que possuem 13,5 mm. Esses elementos são elementos de placa com 4 nós e 6 graus de liberdade em cada nó, de acordo com ANSYS [5], recomendado para cascas esbeltas.

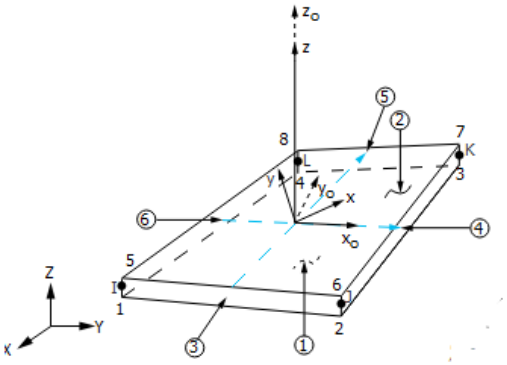


Figura 12 – Representação do elemento shell181. [5]

As vigas internas à estrutura foram modeladas como elementos de *beam188* embebidos nos elementos de placa, tendo suas seções definidas conforme descrito anteriormente. Esse tipo no elemento no ANSYS [5] é caracterizado por ser linear com 6 graus de liberdade em cada nó. Os elementos de viga sofreram *offset* em relação ao seu centroide para se acomodarem apropriadamente na estrutura. As imagens a seguir ilustram o modelo desenvolvido.

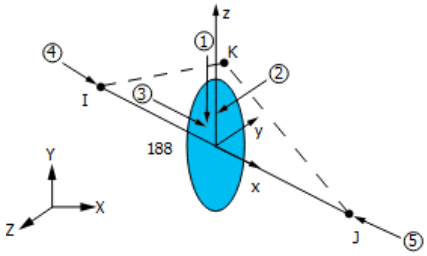


Figura 13 – Representação do elemento beam188. [5]

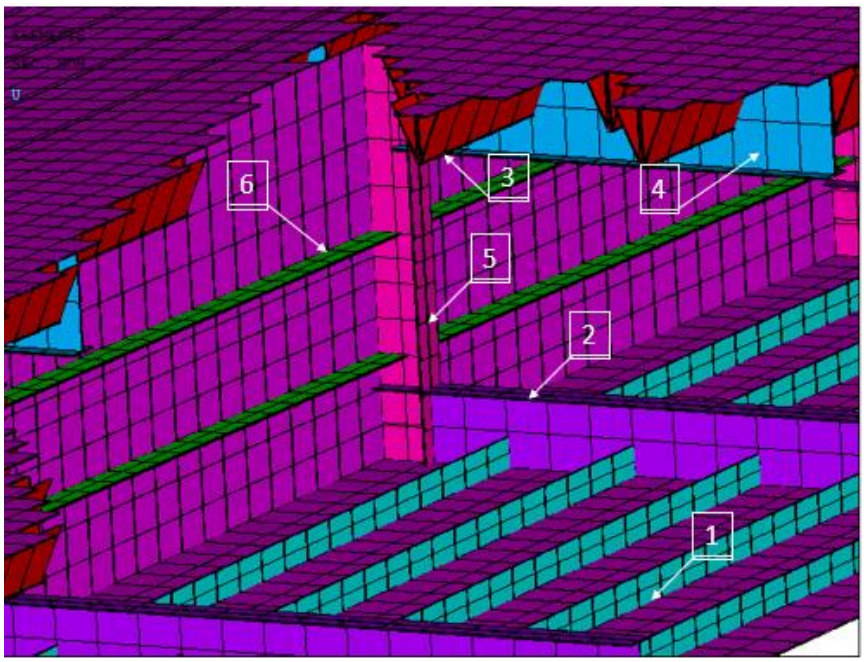


Figura 14 – Detalhe interno do modelo, com as seções especificadas no item 2.2.

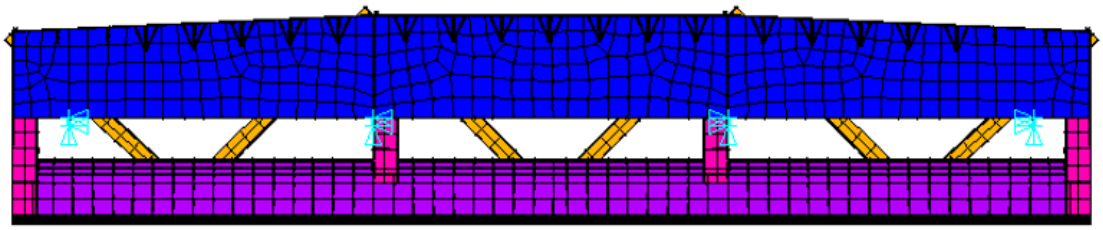


Figura 15 – Seção transversal do modelo

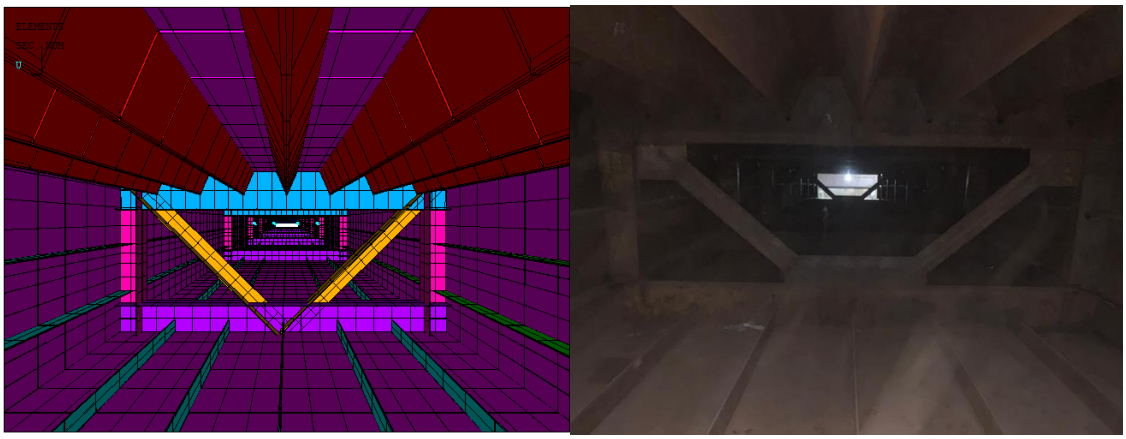


Figura 16 – Comparação entre um dos caixões do modelo e da estrutura real

Para a inserção da laje de concreto, foi replicada a mesma disposição dos elementos *shells* da mesa superior do tabuleiro e inseriu-se o material de concreto. A espessura de laje considerada foi de 20 cm, portanto, os elementos foram copiados a uma distância dy = 10 cm.

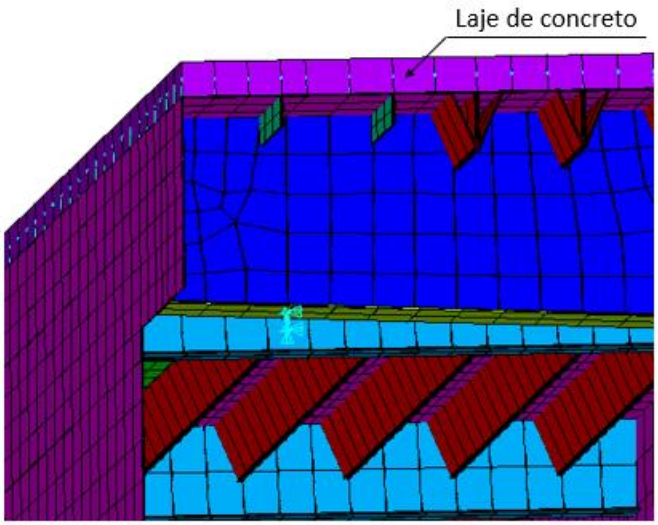


Figura 17 – Detalhe da laje de concreto

Após a inserção da laje de concreto sobre a estrutura do tabuleiro, foi necessária a realização da conexão entre esses elementos para que eles trabalhem em conjunto na estrutura (interação total – hipótese ainda a ser confirmada experimentalmente). Para isso, foram adicionados *links* rígidos, elementos do tipo MPC184, para conectar cada nó dos *shells* da estrutura metálica à laje de concreto. Esses elementos não existem na estrutura real, mas são usados como artifício para reproduzir o comportamento estrutural da ponte. Portanto, são elementos com massa nula.

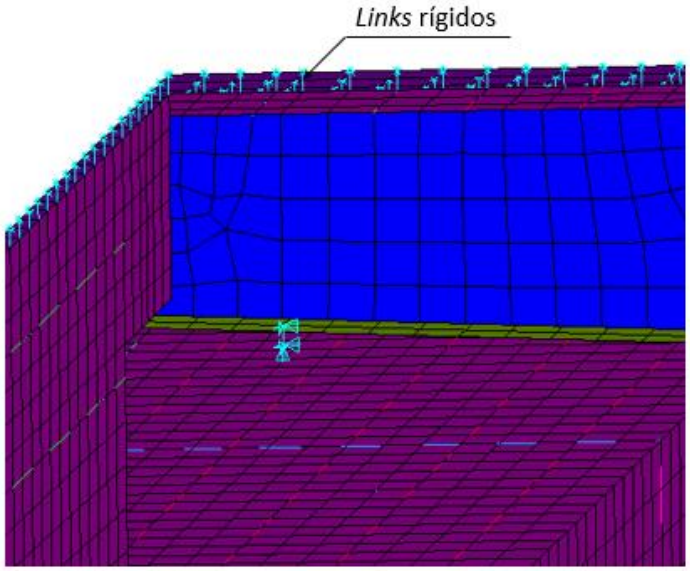


Figura 18 – Detalhe das conexões entre a mesa superior metálica e a laje de concreto

Ainda, após a inserção da laje de concreto, foi inserido o revestimento asfáltico como elemento do tipo *mass21*. Esse é um elemento pontual com 6 graus de liberdade, de acordo com ANSYS [3], apesar de apenas um grau de liberdade ser usado, que corresponde às forças inerciais verticais devido à gravidade e à massa do revestimento asfáltico. Foi estimada uma espessura de 5 cm de pavimento. Em uma área de ¼ da laje de concreto, de dimensões 9 m x 29 m, há 5612 nós. Considerando o peso específico citado anteriormente de 2200 kg/m³, há um total de 28.710 kg sobre todos os nós. Ou seja, cada nó recebe aproximadamente uma massa de 5,11 kg. Esse é o peso próprio de cada elemento *mass21* que representa o pavimento asfáltico. Em trabalhos futuros de atualização do modelo, uma estimativa mais exata dos elementos não estruturais será realizado, levando-se em consideração o guarda-corpo metálico, os guarda-rodas em concreto e as adutoras.

A discretização da malha dos elementos é realizada pelo próprio ANSYS, por meio do comando *mesh.* Nesse caso, buscou-se criar elementos de dimensões aproximadas de 25 cm. Com isso, obteve-se um total de 84.331 elementos e 57.005 nós no modelo, conforme figura a seguir. Nos apoios, o vão central metálico possui uma transversina em seção T invertida para transmissão dos esforços cortantes para o arco de concreto sobre o qual se apoia em 4 pontos (4 aparelhos de apoio esféricos em cada extremidade), como será explicado na seção seguinte.

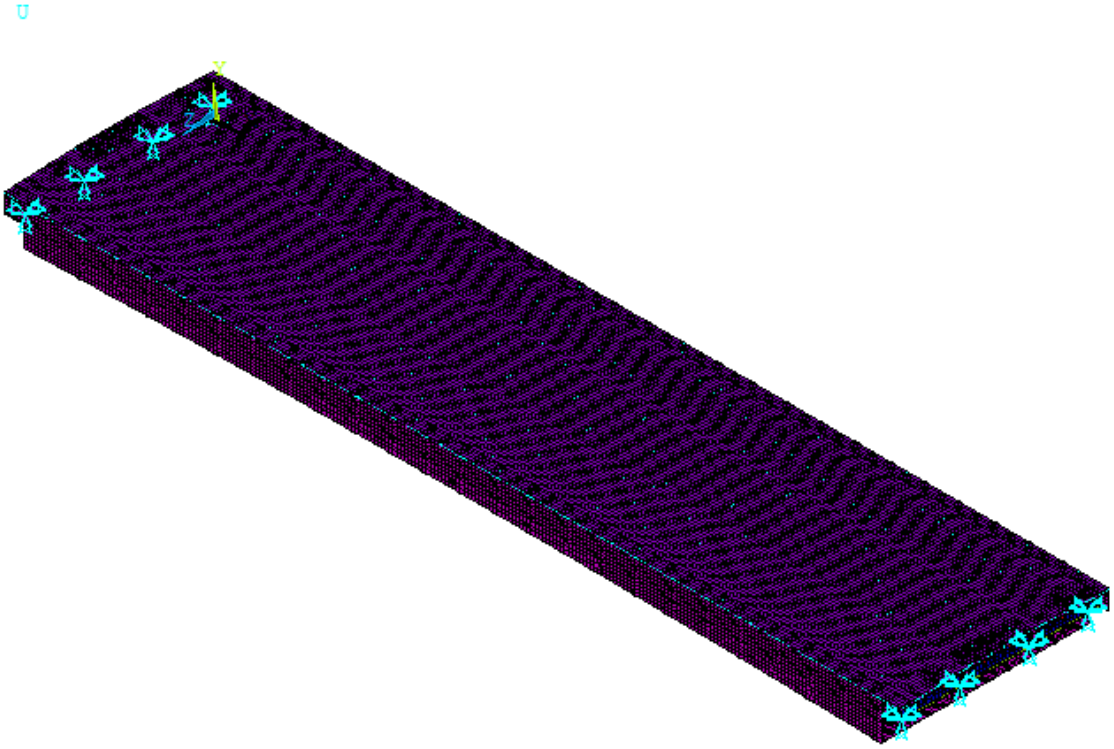


Figura 19 – Modelo completo do vão central metálico

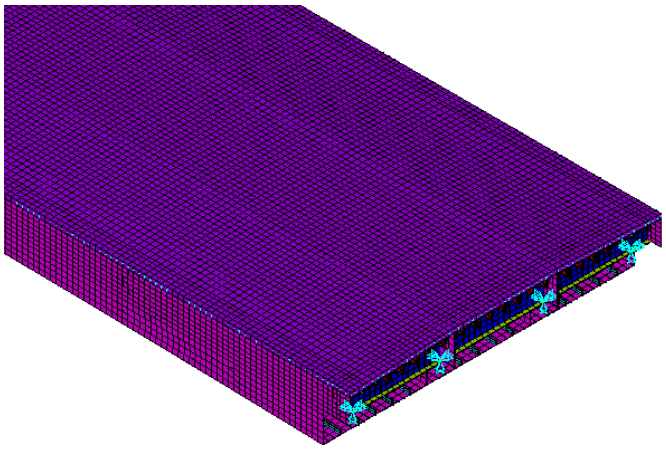


Figura 20 – Detalhe de uma das extremidades do tabuleiro

2.5 Condições de contorno

Para as condições de contorno do tabuleiro metálico, realizou-se uma estimava inicial dos coeficientes de mola provenientes dos arcos de concreto. O arco metálico constitui-se de um elemento apoiado nos arcos de concreto, que sofrem deformações; e, portanto, é necessário o conhecimento da constante de mola desse apoio para que seja inserido no modelo do tabuleiro. Como estimativa inicial, utilizou-se um valor de 60.000 kN/m de coeficiente de mola em cada arco de concreto. Como são 4 aparelhos de apoio em cada lado do tabuleiro, foram

inseridas 4 molas em cada lado com o valor de coeficiente de mola de 15.000 kN/m na vertical. Nas direções horizontais, foram inseridas restrições ao deslocamento de modo a tornar a estrutura isostática. Ressalta-se que essas são apenas estimativas iniciais a serem calibradas, futuramente, com dados experimentais obtidos de extensômetros e acelerômetros afixados à ponte (ver Almeida *et al.* [6]). Recentemente (junho de 2023) a ponte passou por troca dos aparelhos de apoio como parte de um processo de revitalização, com a respectiva elevação da superestrutura do vão central metálico (ver Figura 21).



Figura 21 - Detalhe de um dos aparelhos de apoio na ponte. Fonte: Autores.

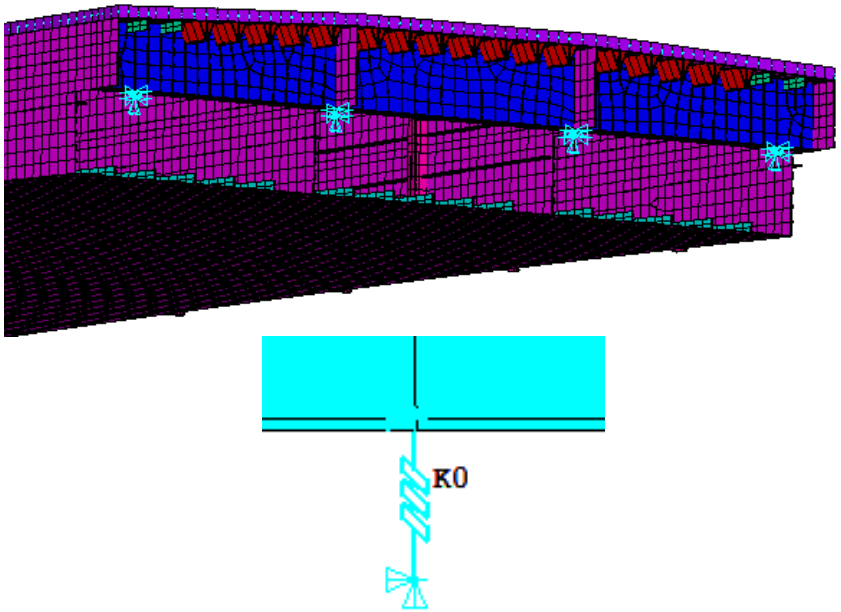


Figura 22 - Detalhes das condições de contorno da estrutura

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise linear estática

Conforme explicitado anteriormente, será utilizado apenas o peso próprio dos elementos citados. Portanto, adiciona-se a aceleração da gravidade, de 9,81 m/s², na direção y, para obter a força exercida pelo peso próprio da estrutura. Para executar a análise estática, foram gastos aproximadamente 7 segundos em um computador Intel(R) Core (TM) i5-1035G1 CPU @ 1.00GHz 1.19 GHz e d RAM 8.0 GB. O resultado dos deslocamentos da estrutura é apresentado a seguir:

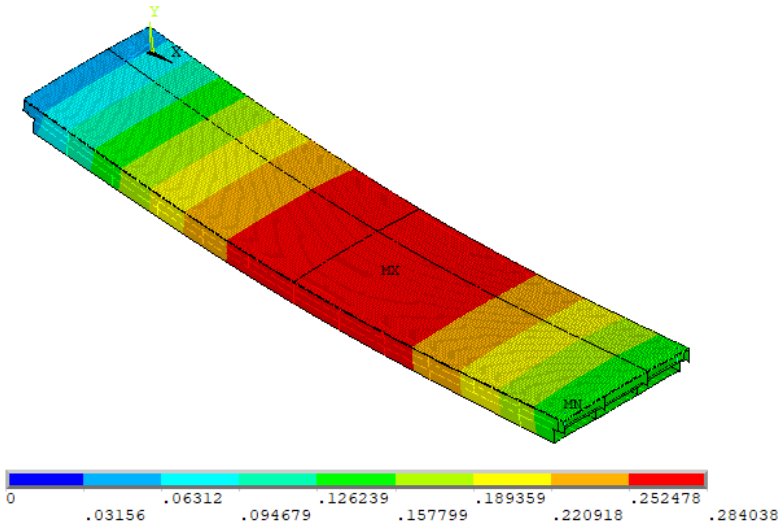


Figura 23 - Deformações na estrutura

A flecha indicada de 28,4 cm é compatível com uma estrutura com as dimensões do vão central dessa ponte, o que é um indicador inicial de que o modelo é apropriado. Em breve, uma prova de carga estática com medição das deformações sob um carregamento móvel de peso conhecido será realizada para posterior atualização do modelo numérico.

3.2 Análise linear modal

Após a análise estática, segue-se à análise modal. Nessa etapa, verifica-se que a ponte não se comporta como um elemento de corpo rígido, pois não há frequências naturais de vibração iguais a zero. Isso também indica uma boa integridade do modelo numérico que foi realizado. Entretanto, é possível perceber que, apesar da solução estrutural ser em arco, os principais modos são típicos de ponte em viga reta biapoiada, já que o arco não é tão pronunciado no vão central. As imagens a seguir indicam os modos de vibração do vão central da ponte, calculados pelo ANSYS.

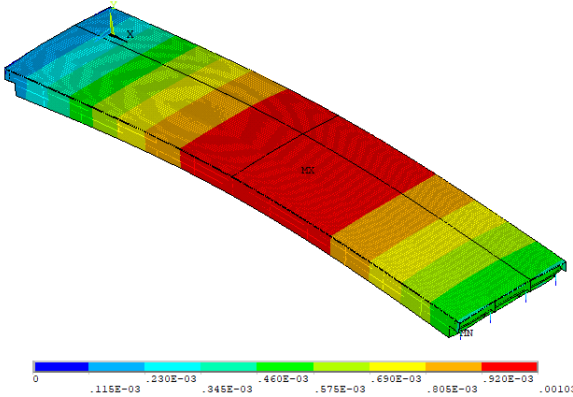


Figura 24 – Modo de vibração: 1º de flexão; freq. = 1.0405 Hz

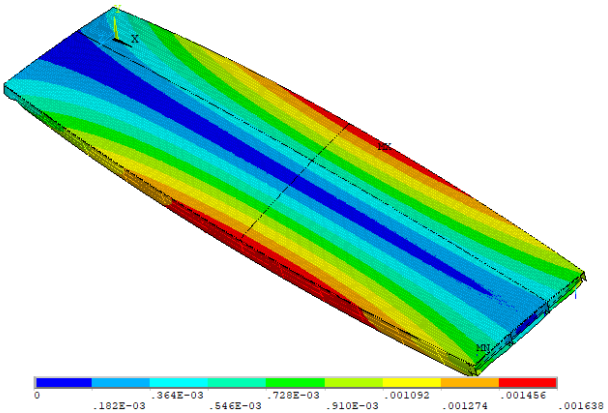


Figura 25 – Modo de vibração (1º de torção); freq = 1.4513 Hz

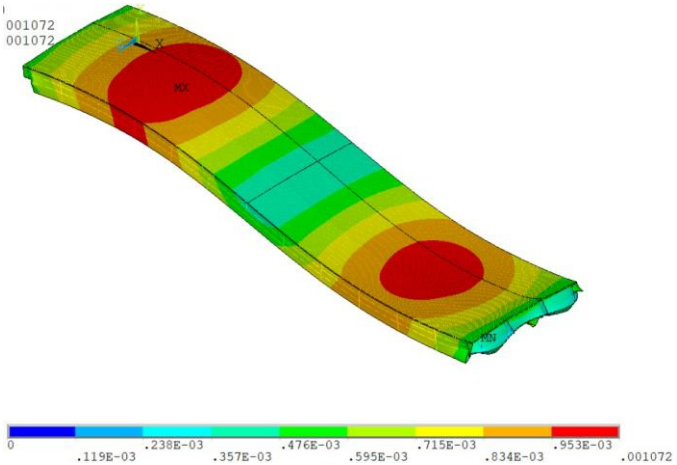


Figura 26 – Modo de vibração (2º de flexão); freq = 3.66 Hz

v

CONCLUSÃO

A partir das análises realizadas no ANSYS, percebe-se que o modelo em elementos finitos da Ponte Honestino Guimarães é satisfatório, devendo agora proceder a uma atualização com base em medições experimentais. Na análise linear estática, o modelo apresenta deformações com o peso próprio coerentes com a ordem de grandeza da estrutura, o que indica uma boa razoabilidade do modelo. Na análise modal, foram indicados modos de vibrações da estrutura possíveis de acontecerem no sistema existente.

A pesquisa continuará a realizar uma comparação dos modos de vibração identificados por Almeida *et al.* [6] por meio do sistema de monitoração com acelerômetro com os modos de vibração calculados de modo numérico pelo modelo, a fim de validar, calibrar e atualizar o modelo (*Operational Modal Analysis*). Além disso, pode-se partir para uma análise linear estática com todos os carregamentos, também comparando com os extensômetros do sistema de aquisição de Almeida *et al.* [6], do mesmo modo, para validar e calibrar o modelo numérico. Pode-se refinar mais o modelo, acrescentando mais detalhes geométricos não incluídos nessa análise e aperfeiçoando certas estimativas realizadas, como a constante de mola dos apoios, além de enrijecedores verticais para enrijecer as almas dos apoios de extremidade.

REFERÊNCIAS

[1] Fonseca RP. A Ponte de Oscar Niemeyer em Brasília: Construção, Forma e Função Estrutural [Dissertação de Mestrado]. Brasília: Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília; 2007.

[2] Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil - NOVACAP. DVO-DE-NOVACAP. Projetos originais da Ponte Costa e Silva. Brasília; 1969-1971.

[3] Arquivo Público do Distrito Federal – ArPDF. Fundo Novacap I. Código Nov. B09. Brasília; 1969- 1971. Proc. 12610/69. Parte I, Caixa 158.

[4] Almeida RO, Alencar GS, Carvalho GND, Veloso LAM, Brito JLV. Monitoração Dinâmica Remota Contínua e Identificação Modal da Ponte Costa e Silva. In: Anais do 14th Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas [Internet]. 2023 May 10-12; Rio de Janeiro, RJ. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas; 2023.

[5] ANSYS. Advanced Analysis Techniques Guide. Release 17.2. Documentation for ANSYS. Pensilvânia: ANSYS Inc.; 2009.

[6] Almeida RO. Recuperação, Reforço Estrutural Revitalização da Ponte Costa e Silva (Honestino Guimarães) [Structure's As Built]. Brasília: Governo do Distrito Federal; 2018.

Tema: Estrutura mista de aço e concreto

PROJETO DE UM VIADUTO RODOVIÁRIO COM LONGARINAS MISTA (AÇO-CONCRETO) HÍBRIDAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA*

Diego Fernandes Moreira[1]
Raylane de Souza Castoldi[2]
Guilherme Santana Alencar[3]

Resumo

O aço de alta resistência possui propriedades mecânicas e características específicas que o diferencia do aço tradicionalmente utilizado no Brasil. Com isso, surge a necessidade de analisar sua utilização em projetos específicos, como viadutos rodoviários. Os viadutos rodoviários são construções que podem ser encontradas em todas as cidades, pois facilita a travessia de obstáculos. Com o auxílio da ABNT NBR 16694 (2020), este trabalho consiste em analisar e verificar os Estados-Limites de um viaduto real construído em estrutura mista de aço-concreto. A proposta é avaliar a substituição da longarina construída com o aço SAC-350, para uma longarina híbrida, com a finalidade de evitar a instabilidade local da alma por cisalhamento, sendo composta pelo aço ASTM – A572 de grau 50 na alma (tensão de escoamento de 350 MPa) e grau 65 nas mesas (tensão de escoamento de 450 MPa). Além disso, esse estudo possui como objetivo avaliar a influência das peças soldadas em relação aos efeitos de fadiga, que muitas vezes podem alcançar o estado de ruptura com uma resistência abaixo da sua tensão de escoamento. Finalmente, este demonstra a viabilidade da adoção de aço de alta resistência por meio do emprego de longarinas híbridas, permitindo a redução do peso próprio da estrutura de aço.

Palavras-chave: Aço de alta resistência; Viaduto em estrutura mista; Aço-Concreto; Longarina híbrida.

COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGE DESIGN OF HYBRID GIRDERS WITH HIGH STRENGTH STEEL

Abstract

High strength steel has specific mechanical properties and particularities that differentiate it from the steel traditionally used in Brazil, contributing to the need to analyze its use in certain projects. Road viaducts are constructions that can be found in all cities, as it facilitates the crossing of obstacles. Based on recommendations of ABNT NBR 16694 (2020), this work consists of analyzing and verifying the limit states of a real viaduct built in a composite steel-concrete structure, replacing the girders composed of SAC-350 steel, by hybrid girders, to avoid the local instability of the web by shear buckling, composed by ASTM – A572 steel grade 50 in the web (350 MPa of yield strength) and grade 65 (450 MPa of yield strength) in the flanges. Furthermore, to understand the influence of welded profiles regarding to fatigue effects, which can often reach the failure state with a strength below its yield stress. Finally, the study demonstrates the viability of the adoption of high strength steel in the designed viaduct, represented by a reduction of self-weight of the steel structure.

Keywords: High-Strength Steel; Mixed Structure Viaduct; Steel-Concrete; Hybrid Girders.

[1] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[2] Engenheira Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, ArcelorMittal Brasil, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[3] Professor Adjunto, Doutor em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Desde o início da sociedade, vários problemas de mobilidade surgiram, entre os quais cita-se a necessidade de ultrapassar barreiras, como rios e vales. Assim, várias tecnologias foram propostas com o intuito de solucionar este problema, como as pontes e posteriormente os viadutos. De início, os materiais mais utilizados foram as pedras e a madeira, aplicando-se a técnica de arcos e treliças. Com o passar dos séculos, outros materiais entraram na composição de uma ponte, como o ferro, o concreto e o aço. Além disso, vários métodos construtivos foram empregados na construção das obras de artes, como pontes pênseis, estaiadas, vigas caixão e mistas com tabuleiro em concreto e viga em aço.

A utilização de aço nos projetos de pontes e viadutos é caracterizada por sua facilidade na modificação da geometria, formando vários tipos de seções, por exemplo os perfis em I, além da disponibilidade de diversas características, possibilitando que os engenheiros estruturais adquiram uma configuração geométrica otimizada para compor os elementos estruturais de seus projetos, ainda mais pela possibilidade de utilizar perfis soldados com a altura desejada. Com a utilização de estrutura mistas, a construção tem uma melhor produtividade e maior controle durante as etapas construtivas.

Entretanto, diversas alternativas estão surgindo para intensificar o uso do aço de alta resistência, pois se trata de uma alternativa que pode oferecer redução de peso, permitindo a construção de pontes com vãos maiores e maior capacidade de carga (Favarato et al. [1]), além de apresentar vantagens com relação à sustentabilidade, reduzindo a geração de gases de efeito estufa e possibilitando sua reutilização.

Assim, o objetivo de estudo do presente artigo é apresentar, brevemente, as principais verificações e particularidades que englobam o dimensionamento de pontes rodoviárias de aço e concreto, fundamentado pela ABNT NBR 16694:2020 [2]. Entretanto, devem ser comparados os possíveis efeitos na utilização de um aço de alta resistência no lugar dos aços usualmente utilizados na construção de viadutos.

Neste sentido, por meio da análise numérica em elementos finitos desenvolvida pelo software *Autodesk Robot Structural Analysis 2024,* é possível verificar as tensões e esforços que vierem a surgir durante a utilização do viaduto, incluindo carga móvel, advinda da movimentação dos veículos, que é calculada com o auxílio de um trem tipo padrão. Além disso, avaliar e quantificar a utilização do aço de maior de resistência, a fim de verificar se a eficiência e sua utilização estão de acordo com os princípios de desenvolvimento sustentável.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Normas de projeto

Com o objetivo de construir uma edificação eficiente e com ótima qualidade, além da preservação da segurança dos usuários, códigos são prescritos a fim de obter um dimensionamento que abrange a qualidade dos materiais, os procedimentos construtivos, cargas e resistências, além de muitos outros fatores. Nesse contexto, destaca-se a ABNT NBR 16694:2020 [2], que discute especificações e requisitos básicos para projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto e que possuem como referencial diversas normas, como a AASHTO [3].

2.1.1 Dimensionamento conforme NBR 8800:2008 e NBR 16694:2020

Como a estrutura é constituída em parte por aço, utiliza-se da ABNT NBR 8800:2008 [4] para o dimensionamento e realização das verificações necessárias desses elementos, em que a seguinte relação deve ser satisfeita:

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

Em que S_d é o esforço solicitante de cálculo e R_d é o esforço resistente de cálculo.

O dimensionamento e a verificação ao estado limite último (ELU) de pontes ou viadutos devem ser realizados em duas etapas. Na primeira, leva-se em consideração a resistência da viga de aço isolada, para as ações antes da cura do concreto. Neste caso, a verificação dos estados limites considera a flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). O carregamento considerado é o peso da estrutura metálica e do concreto, considerando uma sobrecarga de 1 kN/m², referente ao processo construtivo.



Figura 1 – Montagem das longarinas de aço de um viaduto [5].

Antes, deve-se definir a esbeltez das peças de aço verificando-se a flambagem local da alma e assim definir os parâmetros dos esforços resistentes de projeto. Com índice de esbeltez da alma (λ_w) maior que parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λr) para seções esbeltas.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad (2)$$

$$\lambda_r = 5{,}7\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (3)$$

onde h é altura da alma, t_w a espessura da alma, E_a o módulo de elasticidade do aço e f_y a resistência ao escoamento do aço.

Na segunda etapa, considera-se a resistência da seção mista para as combinações de ações que podem ocorrer após a cura do concreto. Considerando a interação completa e o uso de conectores de cisalhamento ("*stud bolts*" ou perfis U laminados) para impedir o deslizamento relativo na superfície de contato entre os materiais. A combinação de ações deve ser realizada considerando todas as ações permanentes (peso próprio das estruturas de aço e concreto, peso próprio do pavimento e peso de elementos não estruturais) e ações variáveis, como as ações devido ao tráfego dos veículos.

Para verificação do Estado-Limite de Serviço (ELS) de deslocamentos excessivos, devem ser observados os limites recomendados pela ABNT NBR 16694:2020 [2]. Eventualmente, podem ser aplicadas contraflechas nas vigas, para compensar as deformações devido às ações permanentes.

2.1.2 Carga móvel conforme a ABNT NBR 7188:2013

A ABNT NBR 7188:2013 [6] fornece veículos com dimensões especiais e cargas específicas para simular a ação dos veículos na via, auxiliando de maneira simples a determinação dos esforços reais que atuam na ponte.

Denominado de Trem-Tipo, o modelo padrão TB-450 é a representação de um veículo formado por 3 m de largura e 6 m de comprimento ocupando uma área de 18 m², com força concentrada aplicada ao nível do pavimento (P) de 75 kN, representando as 6 rodas que são divididas em três eixos com distâncias de 1,5 m, e força vertical uniformemente distribuída circundando o veículo de 5 kN/m², denominado de carga de multidão (p), de 5 kN/m², conforme ilustrado na Figura 2.

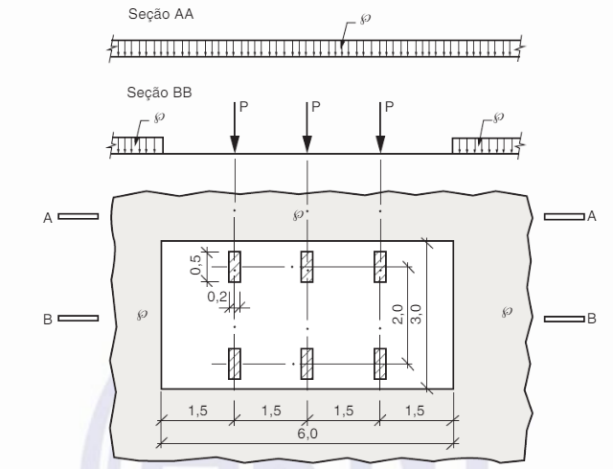


Figura 2- Disposição das cargas TB-450 [6].

A carga móvel pode atuar em qualquer ponto sobre o pavimento, porém deve ser considerada a posição mais desfavorável, independente da faixa rodoviária. Além disso, as cargas recebem coeficientes de ponderação que representam as ações causadas pelos veículos no viaduto

(Equação 4), onde CIV equivale ao Coeficiente de impacto vertical, CNF seria o Coeficiente de número de faixas e CIA represente o Coeficiente de impacto adicional

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \ (4)$$

O Coeficiente de impacto vertical (CIV) é acréscimo referente a movimentação dos veículos sobre a ponte, transformando as ações dinâmicas em ações estáticas equivalentes. Para vãos (L) menores do que 10 m adota-se CIV = 1,35. Para vãos entre 10 m e 200 m, utiliza-se a seguinte equação:

$$CIV = 1 + 1{,}06\ (\frac{20}{L+50}) \ (5)$$

O Coeficiente de número de faixas (CNF) pode ser obtido através da seguinte equação, com *n* igual ao número de faixas:

$$CNF = 1 - 0{,}05\ (\mathrm{n} - 2) > 0{,}9 \ (6)$$

O coeficiente de Impacto adicional (CIA) é relacionado aos esforços que podem atuar nas juntas estruturais e extremidades ou imperfeições no pavimento, com valor de 1,25 para obras de concreto ou mistas e 1,15 para obras de aço.

2.2 Distribuição de tensões

O dimensionamento das vigas mistas é verificado levando-se em conta as distribuições de tensões recomendadas pela ABNT NBR 8800:2008 [4], considerando a interação completa do tabuleiro com as vigas metálicas. Conforme a geometria estrutural e as propriedades dos materiais é possível obter o momento resistente de cálculo conforme a posição do eixo neutro plástico, demonstrado na Figura 3. Como é uma construção não escorada, o aço deve possuir resistência de cálculo adequada para suportar as ações aplicadas antes de o concreto atingir resistência de 0,75 f_{ck} [4].

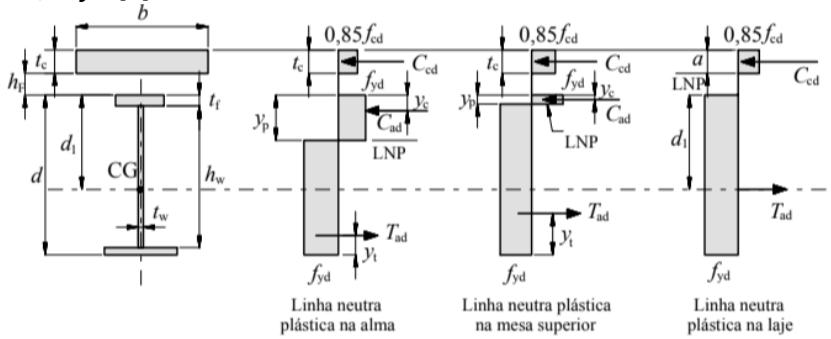


Figura 3 – Distribuição de tensões [4].

Para o caso em que a resistência do concreto é maior – $0{,}85f_{cd}Bt_c \geq A_a f_{yd}$, em que fcd é a resistência à compressão de projeto do concreto, B é a largura efetiva da laje, t_c é a espessura da laje, A_a é área da seção e f_{yd} é a resistência de projeto do aço, a linha neutra se encontra na seção plastificada do concreto. O momento resistente de cálculo (M_{Rd}) é definido com base na seguinte equação (Equação 7).

$$M_{Rd} = A_a f_{yd}\left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2}\right) (7)$$

em que “a” é a espessura da região comprimida da laje, h_f é a altura da pré-laje, podendo ser 0 se não houver, e d_1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior.
Para o caso em que a linha neutra se encontra na seção plastificada do aço, na mesa superior ou na alma - $0{,}85 f_{cd} B t_c \leq A_a f_{yd}$, o momento resistente de cálculo (M_{Rd}) é definido tendo como base a seguinte equação (Equação 8).

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t) (8)$$

em que y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior, y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior, d é a altura total do perfil de aço, C_{ad} é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço e C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto.

Finalmente, o momento solicitante de cálculo (M_{Sd}) deve ser definido pelo processo elástico, com as tensões no tabuleiro limitadas a f_{cd} e a tração na face inferior do aço se limita a f_{yd} [4]. Ambas as tensões são determinadas pelas seguintes expressões, Equações (9) e (10).

$$\sigma_{td} = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})} (9)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sd}}{(\alpha_e W_{tr})} (10)$$

onde, σ_{td} é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço, σ_{cd} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto, W_{tr} é o módulo de resistência elástico e α_e é a razão modular (quociente entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto).

2.3 Fadiga

A avaliação da resistência à fadiga dos perfis metálicos soldados se torna necessária pois estes podem sofrer com as ações repetitivas relacionadas ao fluxo dos veículos. Além disso, o projeto geométrico das longarinas e das ligações é muitas vezes determinado pelo estado-limite à fadiga.

A fadiga depende de como os detalhes na peça, Figura 4, foram concebidos geometricamente, relacionando-os com a concentração de tensão. O processo de tracionar e comprimir regiões da estrutura gera plastificação localizada, que ocorre em tensões abaixo da tensão limite do material podendo ocasionar uma trinca, ou seja, a peça poderá falhar com uma tensão abaixo da sua tensão de escoamento, podendo limitar a resistência do aço.

A verificação à fadiga para componentes metálicos que compõem a estrutura é realizada seguindo parâmetros baseado no tipo de soldagem das peças e no número de ciclos (N) referente à vida útil da ponte, que é de 75 anos. Quando N > 2 x 10^6 deve-se seguir a seguinte relação (Equação 11):

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327C_f}{N}\right)^{0,333} \geq \sigma_{TH} \quad (11)$$

em que σ_{SR} é a faixa admissível de variação de tensões, e deve ser superior às tensões relacionadas a 50% de carga móvel para que a fadiga em tráfego normal seja aceitável; σ_{TH} é o limite de faixa admissível da faixa, para um número infinito de ciclos, valor tabelado conforme o tipo de peça; C_f é a constante referente à categoria de cada detalhe construtivo, como enrijecedores em longarinas (ver Figura 4).

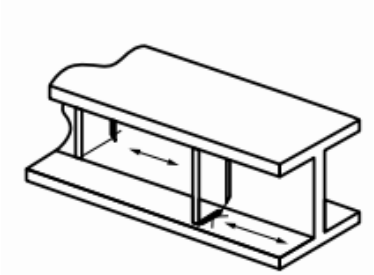


Figura 4 – Detalhe das peças soldadas [2].

2.4 Longarina híbrida

A longarina híbrida é uma viga soldada com a combinação de dois aços de resistências diferentes. As vigas de aço geralmente são vigas longas (com relação vão/altura do perfil maior ou igual a 20). Para vigas com essa geometria, o momento fletor governa o dimensionamento e a força cortante fica com valores inferiores à capacidade da seção ao cisalhamento. Em função disso, as tensões nas mesas geralmente são maiores do que na alma, o que justifica usar um aço mais resistente nas mesas e outro menos resistente na alma. Essa combinação de dois aços diferentes apresenta duas vantagens: redução do consumo de aço nas mesas e melhoria da estabilidade da alma que é a chapa mais esbelta da seção (quanto maior a resistência do aço, maior a suscetibilidade da chapa a instabilidade). Essas duas vantagens resultam em melhor aproveitamento do aço, redução do consumo de material e economia de material.

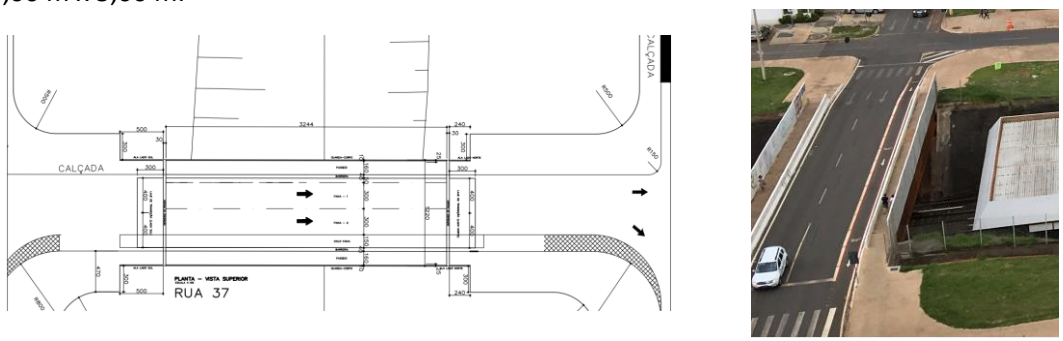
Observa-se que a parte da alma próxima ao banzo de tração escoa antes, porém este escoamento antecipado da alma não influenciará no estado limite último, desde que a solda entre a alma e o banzo tenha ductibilidade suficiente. Além disso a resistência à fadiga de uma viga híbrida pode ser considerada equivalente à de uma viga construída somente com um tipo de aço, pois a fadiga independe do tipo de aço, em razão do limite de resistência à fadiga induzido pelas ligações soldadas.

2.5 Descrição do viaduto

O viaduto rodoviário utilizado como estudo de caso neste trabalho está localizado na rua 37 da cidade de Águas Claras no Distrito Federal, na ligação entre as Avenidas Boulevard Norte e Sul (Figura 5).

Concluída em 2016, estando situada sobre a linha de Metrô da região, sua estrutura é em viga mista com tabuleiro de concreto armado e longarinas e transversinas em perfil metálico soldado. Possuindo 32,40 m de comprimento e largura de 12,20 m, que pode ser observado na

Figura 5, sendo 3,00 m para cada uma das duas faixas de rolamento, 1,60 m referente ao passeio em cada lado e 1,50 m representando a ciclo faixa. Além disso, a laje de transição tem dimensões de 8,00 m x 3,00 m.



(a) (b)

Figura 5 – (a) Vista superior do projeto do viaduto [8]. (b) Vista do viaduto na rua 37.

O tabuleiro é composto por uma laje de concreto armado com f_{ck} de 30 MPa e barras de aço CA-50 com φ de 10 mm, 8 mm e 6,3 mm. Além disso o concreto é apoiado em uma forma de aço nervurada, steel deck-75, com 75 mm de altura nominal, espessura de 1,25 mm e ocupando uma área de 370 m². A parte de aço da estrutura é composta por sete longarinas de aço SAC-350 Corten do tipo I (Figura 6) no sentido longitudinal, com espaçamento de 1,85 m da longarina da ponta para a posterior, e as da parte central espaçadas a cada 2 m entre si, ligando de um lado ao outro ao longo do viaduto e intertravadas entre si por diafragmas de seção tipo I em menores dimensões, com espaçamento de 3,85 m. Além disso, foram considerados enrijecedores nos apoios das longarinas. Na Tabela 1 apresentam-se os elementos de aço que compõem a estrutura.

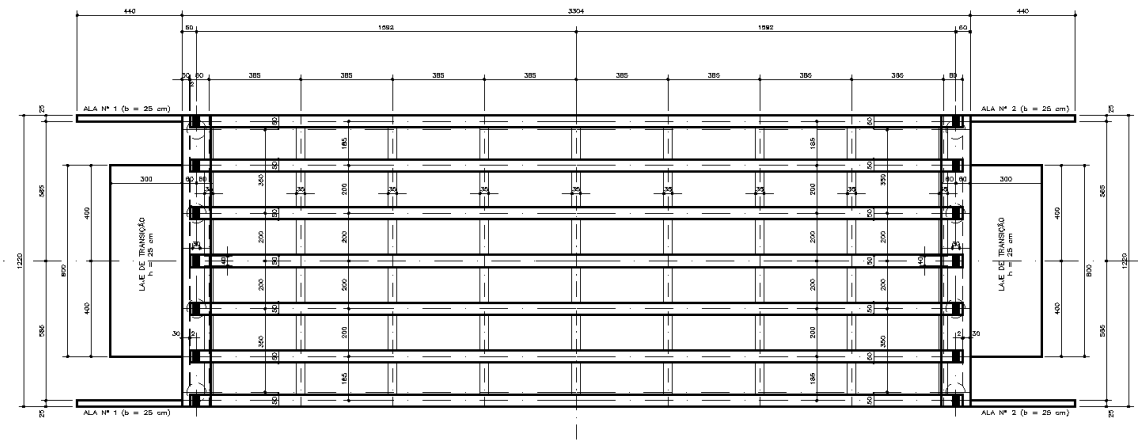


Figura 6 – Configuração das longarinas do viaduto misto de Águas Claras [8].

Tabela 1 – Elementos de aço da estrutura do viaduto [8].

PEÇAS METÁLICAS (AÇO SAC-350)						
PEÇA	**SEÇÃO**	**ESP. (mm)**	**COMPR. (mm)**	**PESO (kg/m)**	**QUANTID.**	**PESO TOTAL (kg)**
Longarina	VS 1800 x 418	-	32.400	417,7	7	94.734,36
Diafragma	VS 900 x 159	-	1.987	158,5	36	11.337,83
Diafragma	VS 900 x 159	-	1.837	158,5	18	5.240,97
Enrijecedores	150 x 1737	10	-	20,8	28	582,40
Cantoneira L[1]	300 x 100	3	32.400	10,3	2	667,44
Chapa[2]	400 x 500	16	-	26,0	14	364
					TOTAL	112.927

Notas:
1- Cantoneira na seção L que serve como forma lateral da laje de concreto;
2- Chapa de apoio ao Neoprene.

2.6 Proposta de substituição de aço

Para este trabalho propôs-se a substituição das longarinas originais por longarinas híbridas, compostas por um aço ASTM – A572 de grau 50 (fy = 345 MPa) e na alma aço de alta resistência ASTM – A572 de grau 65 (fy = 450 Mpa) nas mesas. A configuração das longarinas foi alterada, uma longarina foi eliminada, restando 6 longarinas no projeto revisado. Além disso, cada longarina foi dividida em três trechos, com trecho central mais rígido com comprimento de 12,00 m e mesas com 32 mm de espessura, e trechos extremos menos rígidos com comprimento 10,20 m e mesa superior com 25 mm de espessura e mesa inferior com 32 mm. As transversinas, que são de alma cheia, foram substituídas por contraventamentos. Com isso foram incluídos enrijecedores transversais ao longo das longarinas para servirem à conexão parafusada dos diafragmas às almas das longarinas.

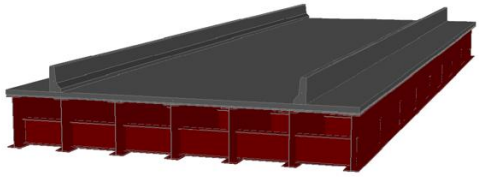
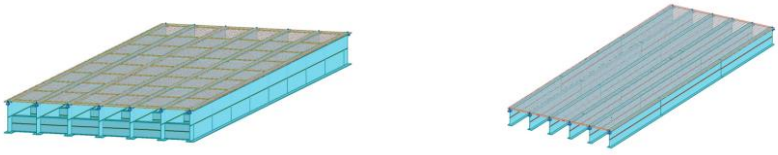


Figura 7 – Vista do projeto original. Fonte: Os autores.

2.6 Modelo numérico

O viaduto foi modelado com auxílio do software *Autodesk Robot Structural Analysis 2024*, um programa com interface gráfica tridimensional para o dimensionamento, que possibilita a análise estrutural da estrutura por meio de elementos finitos.



(a) (b)

Figura 8 – (a, b) Representação dos viadutos no software: (a) modelo numérico da concepção original; (b) modelo numérico da concepção modificada e proposta com longarinas híbridas. Fonte: Os autores.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Dimensões e propriedades dos perfis

Os perfis analisados são constituídos pelas seguintes dimensões e propriedades (Tabela 2):

Tabela 2 – Dimensões e propriedades do aço.

	7 Longarinas	6 Longarinas		
		PERFIL 1 - Central	PERFIL 2 - Extremos	unidade
Altura do perfil (d)	1800	1800	1800	mm
Espessura da alma (tw)	12,50	12,5	12,5	mm
Mesa superior (bs)	500	500	500	mm
Mesa inferior (bi)	500	500	500	mm
Espessura da mesa inferior (ti)	31,5	32	32	mm
Comprimento do perfil (c)	-	12000	10200	mm
Espessura da mesa superior (ts)	31,5	32	25	mm
Área (A)	532,125	536,9	502	cm^2
Massa linear	417,7	421,5	394,2	kgf/m
Altura da alma (h)	173,7	173,5	173,6	cm
Centro de gravidade (CG)	90	89,98	83,92	cm
Altura comp. da alma x 2 (hc)	173,7	173,6	187,2	cm
Momento de inércia X (Ix)	3000000	3044968	2761544	cm4
Módulo elástico superior (Ws)	33333,3	33825,4	28743,3	cm^3
Módulo elástico inferior (wi)	33333,33	33840,6	32905,4	cm^3
Raio de giração X (Rx)	75,2	75,3	74,2	cm
Momento de inércia Y (Iy)	65653	66694,9	59403,3	cm^4
Inércia Y mesa comprimida (Iyc)	32812,5	33333,3	26041,8	cm^4
Inércia Y mesa tracionada (Iyt)	32812,5	33333,3	33333,3	cm^4
Módulo elástico Y (Wy)	2626,12	2667,80	2376,13	cm^3
Raio de giração Y (Ry)	11,11	11,15	10,89	cm

3.2 Verificações da estrutura

Foram analisados as tensões atuantes nas vigas de aço e na laje, antes e após a cura do concreto.

3.2.1 Antes da cura do concreto

Para verificação antes da cura do concreto, é preciso analisar os ELU de Flambagem Local da Alma, Flambagem Lateral por Torção e Flambagem Local das Mesas para encontrar o momento fletor resistente de cálculo. Utilizando a combinação de etapa construtiva – 1,20 (Peso próprio) + 1,25 (1,0 kN/m²) – foi possível encontrar momento fletor solicitante de cálculo, como pode-se verificar a seguir (Tabelas 3 e 4), em kNcm:

Tabela 3 – Momento fletor resistente de cálculo.

Momento Fletor Resistente De Cálculo – M_{Rd} (kNcm)									
7 Longarinas									
FLA		**FLT**				**FLM**			
λ	138,96	λ	99,96	λp ≥ λ	1060606	λ	7,94	λp ≥ λ	1060606
λp	89,88	λp	26,30	λp< λ ≤ λr	691280,9	λp	9,08	λp< λ ≤ λr	1112946
λr	136,26	λr	89,76	λ> λr	598626,1	λr	16,06	λ> λr	3030873
				M_{Rd}	598626,1			M_{Rd}	1060606
6 Longarinas									
FLA		**FLT**				**FLM**			
λ	138,8	λ	29,46	λp ≥ λ	1076262	λ	10	λp ≥ λ	1383766
λp	89,88	λp	26,30	λp< λ ≤ λr	1060167	λp	8,01	λp< λ ≤ λr	1249528
λr	136,26	λr	89,76	λ> λr	1076262	λr	14,16	λ> λr	1937272
λ > λr = Alma esbelta λ ≤ λr = Alma não esbelta				M_{Rd}	1060167			M_{Rd}	1249528

Tabela 4 – Resultado da verificação dos momentos fletores.

7 Longarinas		**6 Longarinas**		
M_{Sd}	265281,33	**M_{Sd}**	294376,7	kNcm
M_{Rd}	598626,08	**M_{Rd}**	1060167	kNcm

O M_{Rd} escolhido é o menor entre as verificações (FLT, FLM), sendo a Flambagem Local da Alma para definir a esbeltez das vigas. Observa-se que durante a construção o momento resistente de cálculo é superior ao momento solicitante de cálculo, e que ambos os casos analisados (projeto original e projeto com longarinas híbridas) apresentam valores de momento solicitante de cálculo muito próximos. Além disso, é perceptível uma resistência maior com o uso do aço de alta resistência, mesmo com uma longarina a menos.

3.2.2 Após a cura do concreto

No caso em que a estrutura é carregada com peso próprio, peso dos elementos não estruturais e da carga móvel, as tensões são verificadas com o uso dos módulos elásticos da seção mista com a linha neutra na alma do perfil de aço, considerando coeficientes de homogeneização referentes a duração de aplicação da carga e a combinação normal última – 1,30 (Peso próprio) +1,35(Peso dos elementos não estruturais) +1,5(Carga móvel). A Tabela 5 apresenta os valores de tensão resistentes e solicitantes de cálculo após a cura.

Tabela 5 – Tensões após a cura do concreto.

Tensões resistentes e solicitantes de cálculo kN/cm²						
MESAS						
	7 Longarinas		**6 Longarinas**			
			Extremidade		Centro	
	Ponta	Meio	Ponta	Meio	Ponta	Meio
F_b (Resistente)	31,82	31,82	40,91	40,91	40,88	40,91
$F_{b\ solicitante}$ Mesa superior	17,92	14,05	12,81	11,24	15,27	15,04
$F_{b\ Solicitante}$ Mesa inferior	25,31	23,79	17,98	17,32	22,18	26,25

ALMA			**TABULEIRO**		
	7 Longarinas	**6 Longarinas**		**7 Longarinas**	**6 Longarinas**
F_v(Resistente)	19,09	19,09	F_c(Resistente)	2,14	2,14
F_v(solicitante)	8,56	11,73	F_c(solicitante)	1,36	0,93

onde, F_b é tração e compressão das mesas do perfil, F_v é o cisalhamento da alma do perfil e F_c é a compressão na laje de concreto. Observa-se que para ambos os casos a estrutura é resistente aos esforços solicitantes, com as mesas inferiores sujeitas a tensões mais altas.

3.2.3 Verificação dos deslocamentos

Além de verificar as tensões, é necessário verificar o ELS de deslocamentos excessivos, que consiste em analisar as flechas que irão surgir no viaduto. Com o auxílio do software e considerando a combinação de carregamento frequente, a flecha máxima encontrada foi de aproximadamente 5 cm, que é um valor acima do limite especificado pela norma, L/1000 [2], demonstrando a necessidade de considerar aplicação de contra-flechas nas longarinas, diminuindo a intensidade das flechas. A contra-flecha funciona como um deslocamento imposto nos elementos estruturais, a fim de prevenir a ocorrências de flechas que não atendem o limite. Sendo assim, no caso em que a longarina é híbrida, o valor adicionado de contra-flecha é de aproximadamente 6 cm para as seções com emendas e 7 cm para a região central da longarina, o que resultou em deslocamentos satisfatórios após a ação de carregamento. Considerando somente a ação de carga móvel, encontrou-se valores de 1,5 cm de flecha, para os casos em que a ocorrência de carregamento é frequente e para os casos em que o carregamento é raro, obteve-se um valor de flecha de 3,0 cm.

3.3 Enrijecedores transversais

Com o uso de contraventamentos é necessário verificar a necessidade de utilizar enrijecedores, onde a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) deve ser menor que a força cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}). Encontrou-se V_{Rd} = 921 kN e V_{Sd} = 2544 kN, com relação de 2,8 entre os valores, tornando necessário o uso de enrijecedores.

3.4 Fadiga

Verificou-se a fadiga apenas para conexão de enrijecedores soldados, pois pode se tornar um detalhe crítico se os enrijecedores se situarem no ponto de maior momento das longarinas. Para o projeto em questão, o cálculo dos c*ope-hole* (detalhe de um furo em emendas soldadas, a fim de não interromper a solda transversal na mesa e/ou evitar acúmulo de água) serão

desprezados. O número de ciclos para fadiga (N) utilizado é o mínimo recomendado pela NBR 16694:2020 [2] 2 x 10^6, pois o viaduto está situado em zona urbana com fluxo de caminhões reduzido, o C_f é igual à 44.10^8 e σ_{TH} é igual à 83 MPa.

O resultado obtido para faixa de admissível de tensões é de: $\sigma_{SR} = 89{,}2\ MPa \geq \sigma_{TH} = 83\ MPa$, a tensão de projeto é igual a 36,5 MPa, demostrando que o projeto está na faixa admissível.

3.5 Comparação entre os consumos de aço

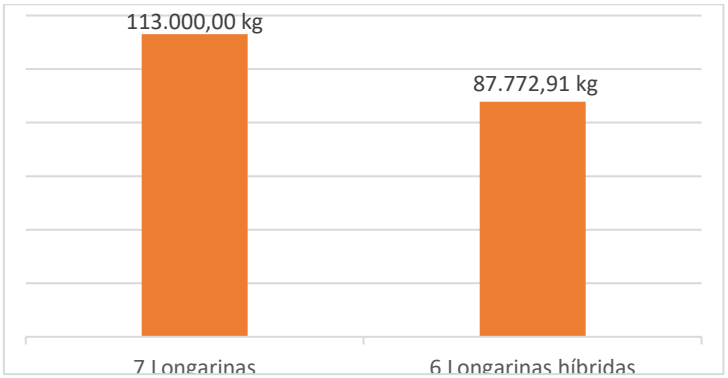


Figura 9 - Peso do aço em kg. Fonte: Os autores.

Como observado, o viaduto apresenta solicitações de tensões relativamente próximas, possibilitando realizar uma comparação entre o uso de longarinas com aço convencional e longarinas híbridas com aço de alta resistência. O uso do aço de alta resistência pode trazer economia em relação a quantidade de aço utilizado, porém o SAC-350 possui características de resistência a corrosão, implicando na utilização de tintas de proteção para o ASTM A572, que podem elevar o seu custo.

4 CONCLUSÃO

Com o exemplo apresentado foi possível demonstrar as verificações essenciais para a concepção de uma ponte rodoviária em estrutura mista (aço-concreto), frisando os principais pontos que devem ser levados em consideração. Além disso, obtém-se o incentivo para realizar comparações entre os diversos tipos de aços estruturais que existem no mercado e assim escolher o que melhor atenda a todas as especificações do projeto e além de tudo gerar menos custos. Com o aumento do limite de escoamento e a redução de uma longarina ocorreu uma redução no consumo de aço do viaduto, proporcionando redução na quantidade de material necessário para a fundação, possibilitando reduzir ainda mais o custo total do projeto. O aço de alta resistência traz vários benefícios relacionados a sustentabilidade, pois com a economia de peso, menos CO_2 serão emitidos durante o processo de fabricação e devido ao seu potencial de reciclabilidade.

Agradecimentos
Os autores agradecem ao apoio fornecido pela ArcelorMittal Brasil para realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

1. Favarato LF, Augusto L, Zapparolli L. Vicinal bridge design with high-strength steels and built-up sections.2021

2. ABNT NBR 16694. 2020 - Projeto de pontes rodoviarias de aço e mistas de aço e concreto. Associação Brasileira De Normas Técnicas. 2020. 247 p..

3. AASHTO. AASHTO LRFD bridge desing Specification [Internet]. ProQuest Dissertations and Theses. 2012. p. 1661. Available from: https://bit.ly/3qDFdFv

4. ABNT NBR 8800. NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira De Normas Técnicas. 2008. 247 p.

5. PINHO FO, BELLEI IH. Pontes e Viadutos em Vigas Mistas Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas 2a Edição. 2020.

6. ABNT. NORMA BRASILEIRA ABNT NBR NBR 7188:2013 Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Norma Brasileira De Normas Técnicas. 2013. 18 p.

7. NUSSBAUMER, A., BORGES. L., & DAVAINE, L. Fatigue design of steel and composite structures. ECCS. 2011.

8. NOVACAP. Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil. Brasilia-DF

Tema: Transformação Digital na Indústria do Aço

MAPEAMENTO SISTEMÁTICO DA LITERATURA SOBRE A TRANSFORMAÇÃO DIGITAL NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA *

Carolina Wanderley Cabral Carvalho[1]
Francisco Ferreira Cardoso[2]

Resumo
A transformação digital e as tecnologias da Indústria4.0 possibilitam inúmeras oportunidades e benefícios para diversos setores da economia. Aumento da qualidade do produto, confiabilidade do processo, maior produtividade e menores desperdícios, e consequente redução de impactos ambientais, são algumas das principais vantagens. Apesar deste novo ecossistema de inovação, a construção civil encontra-se em um nível incipiente de adoção de tecnologias digitais e práticas organizacionais e gerenciais que delas decorrem, sendo caracterizada comumente como tradicional e de baixa produtividade. A construção metálica é um setor dessa indústria que está crescendo bastante no mercado; contudo, sua situação não é diferente. Este artigo apresenta uma revisão bibliográfica da literatura que aborda o processo da transformação digital na indústria da construção metálica, para identificar e avaliar as principais aplicações das tecnologias digitais e lacunas sobre o tema. A metodologia é baseada em um Mapeamento Sistemático de Literatura, coletando informações de três bases de dados. O objetivo desta pesquisa é contribuir para uma visão geral desta temática, identificando as maiores oportunidades e benefícios do uso das novas tecnologias na indústria da construção metálica. Os resultados mostram que o setor está num nível inicial de adoção, entretanto, as vantagens de suas aplicações são fundamentais para o aumento da produtividade.

Palavras-chave: Transformação digital; Construção 4.0; Mapeamento Sistemático; Aço.

SYSTEMATIC LITERATURE MAPPING ON DIGITAL TRANSFORMATION IN THE STEEL CONSTRUCTION INDUSTRY

Abstract
Digital transformation and Industry 4.0 technologies provide countless opportunities and benefits for the most diverse sectors of the economy. Increased product quality, process reliability, higher productivity and less waste, and consequent reduction of environmental impacts, are some of the main advantages. Despite this new innovation ecosystem, civil construction is at an incipient level of adoption of digital technologies and organizational and managerial practices that derive from them. This sector is often being characterized as traditional and of low productivity. Metallic construction is a sector of this industry that is growing a lot in the market share; however, its situation is no different. This article presents a literature review that addresses the process of digital transformation in the steel construction industry, to identify and evaluate the main applications of digital technologies and gaps on the subject. The methodology is based on a Systematic Literature Mapping, collecting information from three databases. The objective of this research is to contribute to an overview of this theme, identifying opportunities and benefits of using new technologies in the steel

construction industry. The results show that the sector is at an initial level of adoption, however, the advantages of its applications are fundamental for increasing productivity.

Keywords: Digital Transformation; Construction 4.0; Systematic Mapping; Steel.
[1] Pós-graduação, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo - SP, carolinawcc@usp.br
[2] Professor titular, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo - SP, ff.cardoso@usp.br

1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção civil está a cada dia mais competitivo. É crescente a demanda por obras mais complexas e rápidas, com menos desperdícios, que exigem tomadas de decisões precisas e aumento da qualidade do produto. Neste contexto, as tecnologias aparecem com grande potencial de impacto e transformação no setor. Apesar de alguns segmentos dentro da indústria da construção serem mais intensivos na aplicação dessas, a cadeia produtiva como um todo, historicamente, tem baixo apetite pela inovação [1].

Este setor, além de globalmente ser considerado lento na adoção de novas tecnologias, tem a produtividade de trabalho muito baixa, podendo ser inclusive considerado estagnado [2]. Uma pesquisa realizada pelo McKinsey Global Institute revelou que a tendência de crescimento da produtividade global da construção não avançou da mesma forma que nas outras indústrias, quando analisados dados desde 1995. Estes mostram como o crescimento é menor e quase linear ao longo do tempo [3]. A indústria da construção civil precisa melhorar significativamente sua produtividade para atender aos desafios de demanda atuais e futuros.

A construção civil tem uma cadeia produtiva muito ampla, que possui um papel fundamental na economia de um país. Apesar desta relevância, a produtividade baixa pode ser justificada em função da falta de inovações e a defasagem tecnológica do setor [4].

Neste contexto, um setor que vem crescendo é o da construção metálica, sobretudo utilizando estruturas de aço ou mistas aço-concreto. Essas estruturas já têm seu uso consolidado em países como Alemanha, Estados Unidos, Reino Unido e países asiáticos. No Brasil, em especial nos últimos vinte anos, o uso de estruturas de aço e mistas vêm avançando de forma incontestável como uma solução estrutural para os mais diversos tipos de construção [5].

Inicialmente, o aço foi utilizado na forma de estruturas pré-fabricadas, depois, foram desenvolvidas diferentes aplicações para este material que variam desde pontes metálicas, design arquitetônicos excêntricos e modernos edifícios comerciais e residenciais, sendo utilizado cada vez mais na construção civil, possibilitando soluções arrojadas e eficientes para os mais diversos tipos de obra [6].

Na construção industrializada, as características do aço possibilitam inúmeras vantagens e benefícios. Entre elas, o uso da tecnologia contribui para a expressividade estética, o aumento da área útil, a flexibilidade em ampliações ou reformas, o alívio de carga nas fundações e a precisão construtiva. Além disso, as estruturas metálicas são menos agressivas ao meio ambiente, e seu uso na construção pode proporcionar uma redução de até 40% no tempo da obra, quando comparado com os processos convencionais [5].

A cadeia produtiva típica da indústria de estruturas metálicas de aço é composta pelos elos: empresas extrativistas, que fornecem o minério de ferro; siderúrgicas, responsáveis pelo fornecimento de aços planos, longos e em perfis laminados; indústrias de estruturas metálicas, com destaque para os fabricantes de perfis e tubos soldados para estruturas; e, construtoras, que são os principais consumidores finais [7; 8].

Diante desta conjuntura, com evidente necessidade de mudanças, é fundamental avaliar alternativas que apresentem potencial de melhorar os resultados do setor. Com a ocorrência da pandemia pelo COVID-19 e a atual guerra da Ucrânia, o cenário ficou ainda mais complicado, e aumento dos preços e escassez dos produtos são alguns agravantes que a indústria vem combatendo. Assim, a adoção de inovações e novas tecnologias são imprescindíveis para uma retomada econômica mais consistente, bem como para a melhoria da produtividade desta indústria como um todo, tornando-a mais eficiente, produtiva, integrada e mais sustentável.

Historicamente, inovações e tecnologias transformaram a relação das empresas com os seus clientes e também entre si, aumentando a produtividade, qualidade e segurança na produção [9]. As tecnologias da Indústria 4.0 – também chamada de quarta Revolução Industrial – modificaram as de manufatura em diversos aspectos. Embora a da construção ainda esteja atrás em termos de digitalização e automação, as tecnologias disruptivas 4.0 e a incorporação de seus conceitos estão transformando a natureza tradicional desta indústria [10; 11], uma vez que propõem a integração dos equipamentos e processos por meio de plataformas inteligentes e fortes interações de automação de forma a otimizar a gestão da cadeia de valor da construção [12; 13].

Um enfoque da questão ainda mais sistêmico é o da transformação digital, que vai além das mudanças advindas da introdução de novas tecnologias, passando a incluir transformações na organização e gestão das empresas [14]. Essa digitalização representa um processo iniciado há algumas décadas, mas que recebeu uma forte aceleração da Indústria 4.0 e, agora, vem impactando diretamente em todos os setores de processo e manufatura [15].

Não obstante este novo ecossistema de inovação, a construção civil como um todo, no Brasil e no mundo, encontra-se ainda em um nível incipiente de adoção das novas tecnologias digitais e das práticas organizacionais e gerenciais que delas decorrem [14; 16]. As empresas do setor de construção metálica de aço, que oferecem ao mercado soluções que vão ao encontro da ideia da ampliação da industrialização da construção, baseada no tripé da racionalização, mecanização e pré-fabricação, não fogem a esta regra.

Este artigo tem como objetivo realizar um Mapeamento Sistemático da Literatura (MSL) publicada que aborda o processo da transformação digital na indústria da construção metálica, destacando os estudos relacionados as principais aplicações das diferentes tecnologias digitais aos agentes da cadeia produtiva dessa indústria, assim como a relação da indústria 4.0 e seus respectivos contextos ao setor da construção metálica. Assim, indicam-se os temas relacionados que já foram alvo de análise, além de uma visão geral da área, bem como identificam-se as lacunas de conhecimento sobre o tema onde há possibilidade de desenvolvimento de novas pesquisas.

2 METODOLOGIA DE PESQUISA

2.1 Mapeamento Sistemático da Literatura (MSL)

A criação de uma base de conhecimento científico sólido acerca de um tema é fundamentada, em geral, na avaliação de estudos prévios. De acordo com Kitchenham e Charter [17], o Mapeamento Sistemático da Literatura trata-se de uma revisão ampla de estudos primários em uma área temática específica, considerado um estudo secundário. A metodologia aplicada visa identificar, analisar e interpretar de forma imparcial e repetível todas as evidências disponíveis acerca de uma questão de pesquisa particular. Este é executado seguindo um protocolo pré-estabelecido, requerendo um maior rigor na sua realização.

Segundo Febero, Calero e Moraga [18], um estudo primário trata-se de um estudo experimental que tem como objetivo investigar uma questão de pesquisa específica, enquanto o secundário se dedica a revisar todos os estudos primários relacionados a um tópico específico, a fim de integrar ou sintetizar as evidências sobre a questão de pesquisa. Ou seja, revisões sistemáticas e, em geral, qualquer estudo baseado na análise de pesquisas anteriores, tratam-se de estudos secundários. Os resultados desse sistema de pesquisa são apresentados em forma de tabelas e gráficos, que contêm informações relevantes sobre a área pesquisada e permitem visualizar o status do campo relacionado à questão de pesquisa.

Neste artigo, o método adotado foi justamente o mapeamento sistemático da literatura. Essa estratégia visa agregar as principais evidências existentes em relação a um determinado campo de pesquisa, além de apontar lacunas para estudos futuros [19; 20].

Petersen et al. [21] elaboraram uma definição mais detalhada do MSL, em que destacam seu principal objetivo que é fornecer uma visão geral de uma área de pesquisa, identificando a quantidade e os tipos de estudos existentes, bem como os resultados disponíveis. Além disso, esse tipo de investigação científica muitas vezes se dedica a mapear as frequências de publicação ao longo do tempo, com o intuito de verificar as tendências.

2.2 Etapas de elaboração

O mapeamento sistemático foi conduzido em quatro etapas, conforme proposto por Morandi e Camargo [22]. As fases propostas foram as seguintes, que ocorreram de modo sequencial: definição da questão de pesquisa; definição da estratégia de busca (“strings” de busca, fontes das publicações e intervalo de anos); determinação de critérios para seleção dos artigos com o início das consultas e exame dos textos; e, por fim, análise geral e conclusões.

2.2.1 Definição da questão de pesquisa

A transformação digital na indústria da construção metálica foi escolhida como tema principal desta pesquisa com foco nos diversos agentes que compõem a cadeia produtiva deste setor. Com base em uma revisão inicial da literatura, algumas das principais práticas e tecnologias digitais aplicadas na construção de aço foram identificadas. Assim, a questão de pesquisa foi definida da seguinte forma: “Como se encontra o processo de transformação digital na indústria da construção metálica?”

2.2.2 Definição da estratégia de busca

O procedimento da revisão inicia-se com a definição das bases de dados que serão utilizados para realizar a pesquisa. Esta seleção deve ser realizada de forma estratégica, levando em consideração a área de estudo, para garantir uma busca mais aderente ao tema abordado. Optou-se por utilizar aquelas relacionadas à engenharia e construção civil. Dessa forma, as bases de dados escolhidas foram: Scopus, Science Direct e Scielo.

Em seguida, são definidos os termos de busca, também conhecidos como “strings” de busca. Esses termos são compostos por palavras ou frases combinadas com operadores booleanos, como “and”, “or” ou “not” para pesquisar artigos científicos nas bases de dados. Para definir as “strings” de busca, realizou-se uma pesquisa preliminar nas bases de dados, juntamente com uma breve análise das palavras-chaves encontradas nos resultados dos artigos obtidos. Após alguns testes, foram formulados os termos de busca utilizados nessa pesquisa. Em se tratando de um estudo secundário inicial, o MSL é bastante abrangente em sua pesquisa, assim, optou-se pelo uso de palavras-chaves não restritivas para a pesquisa dos artigos relacionados ao foco

desse estudo: “construction 4.0” or “industry 4.0” or “digital transformation” and “steel” or “mettalic construction”.
As especificações no campo de busca foram específicas para cada base. Na Scopus e Science Direct, utilizou-se “article title, abstract, keywords”; e, na Scielo, a busca foi operada como “tópico”. É essencial compreender o funcionamento de cada base de dados, visto que isso pode afetar diretamente os resultados da pesquisa. Para salvar os dados obtidos, foram utilizados: o *software* Zotero e o Microsoft Excel. Todos os dados foram analisados utilizando planilhas Excel devido a praticidade e conhecimento dos autores. As buscas incluíram artigos publicados de 1997 a 2023, e foram feitas em março de 2023.

2.2.3 Determinação dos critérios para seleção

É de extrema importância durante o processo sistemático do mapeamento a definição dos critérios de inclusão (IC) e de exclusão (EC). Esses critérios estabelecidos para a seleção dos artigos devem ser objetivos e de fácil aplicação, para mitigar interpretações que possam gerar viés nos avaliadores [18]. Foram utilizados critérios de seleção durante o processo de busca que restringiram a inclusão de artigos científicos. Estes podem ser observados no Quadro 1.

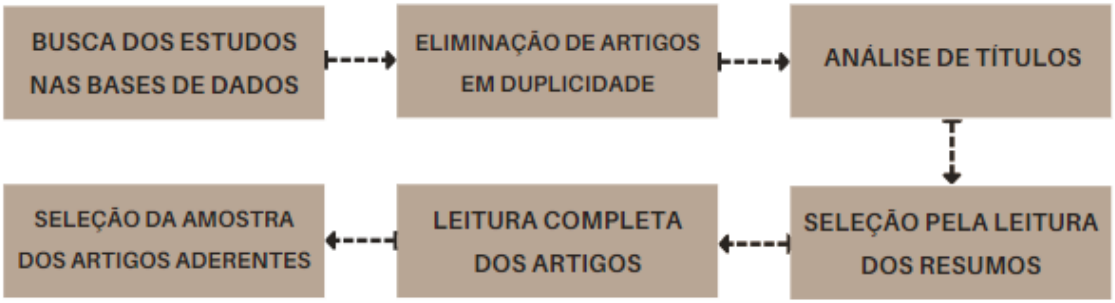
Quadro 1 – Critérios para seleção de artigos

Tipo	Identificador	Descrição
Critérios de inclusão	[Inc1]	A pesquisa estar num formato de artigo científico
	[Inc2]	O artigo deve falar sobre a transformação digital ou tecnologias digitais em algum agente da cadeia produtiva da construção metálica
	[Inc3]	O artigo deve falar sobre a indústria 4.0 em algum agente da cadeia produtiva da construção metálica
	[Inc4]	O artigo deve falar sobre a construção 4.0 em algum agente da cadeia produtiva da construção metálica
	[Inc5]	O artigo científico completo estar disponível para acesso
Critérios de exclusão	[Exc1]	Não atender nenhum dos critérios de inclusão
	[Exc2]	O idioma do artigo não ser português, inglês ou alemão

Fonte: os autores

No processo de revisão, foram coletados todos os artigos resultantes das buscas realizadas em cada base de dados. Estes foram exportados e organizados em planilhas para facilitar a triagem. O armazenamento e a análise dos dados obtidos foram agrupados em uma planilha eletrônica incluindo as informações: título, autores, periódico, ano de publicação, palavras-chaves, resumo e base de dado de origem. Essas especificações colaboraram para filtrar os artigos obtidos nas três bases de dados.
Inicialmente, a triagem dos artigos foi feita pela remoção dos artigos duplicados, seguindo pela análise dos títulos, com auxílio das palavras-chaves, excluindo aqueles que não eram pertinentes à indústria da construção metálica e aos seus respectivos agentes. Em seguida, procedeu-se com a leitura dos resumos, classificando o artigo em totalmente dentro do tema, parcialmente ou fora do tema. Os artigos das duas primeiras categorias foram selecionados para a etapa posterior. Por fim, foi feita a análise dos artigos completos para definição da amostra final. O fluxograma pode ser visualizado na Figura 1.

Figura 1 – Fluxograma das etapas da condução do MSL



Fonte: os autores

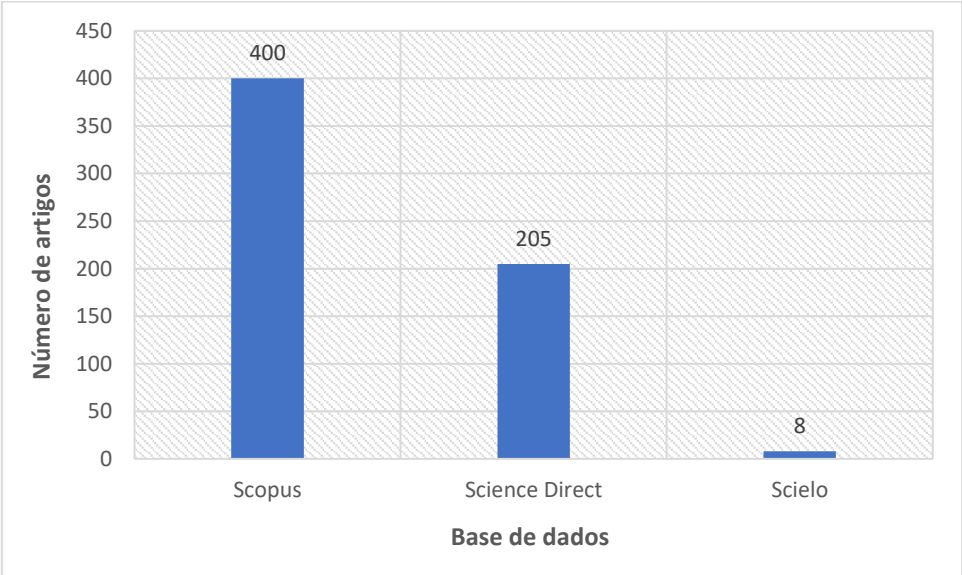
2.2.4 Análise geral dos dados

Foram realizadas análises dos dados quanto à quantidade de publicações encontradas e à porcentagem dos artigos utilizados, não utilizados e duplicados. A amostra selecionada foi distribuída por anos de publicação e categorizada. A leitura dos resumos selecionados permitiu, também, a identificação dos temas mais recorrentes entre as propostas de pesquisa apresentadas em cada texto. Alguns dos temas que apresentaram certa afinidade entre si foram agrupados, permitindo a composição de categorias principais. Os artigos foram então classificados nos temas de acordo com a semelhança e compatibilidade de suas ideias, propostas ou metodologias de pesquisa extraídas da análise dos documentos na íntegra.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A busca inicial resultou em um total de 613 artigos. Sendo 400 provenientes da Scopus, 205 do Science Direct e 8 da Scielo, conforme é mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Quantidade de artigos nas bases de dados

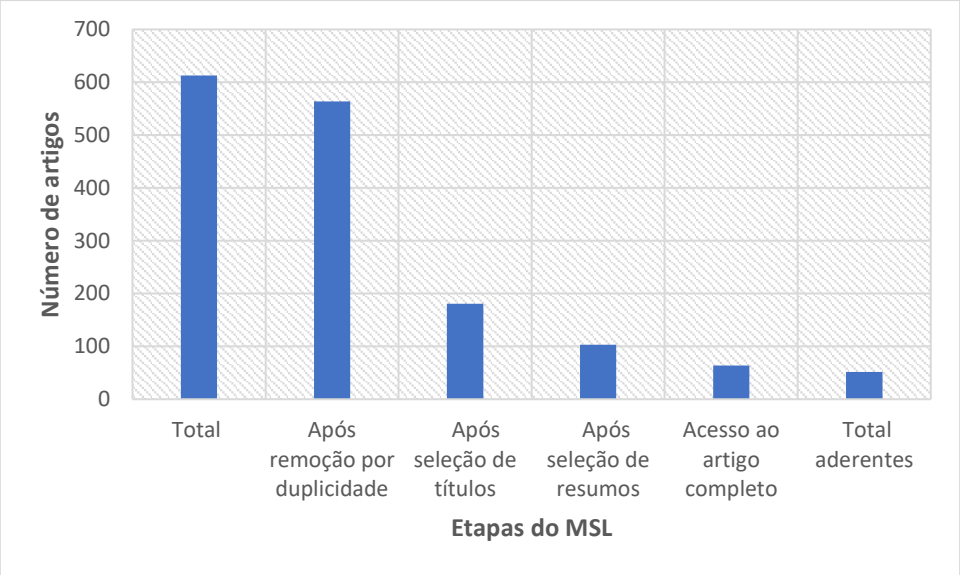


Fonte: os autores

Em seguida, artigos duplicados foram removidos; assim, foram excluídos 50 artigos. Na sequência, uma análise de título selecionou apenas aqueles relacionados ao tema da pesquisa, resultando em 181 documentos. Posteriormente, foi feita a avaliação dos resumos, realizando

a leitura de cada um para selecionar aqueles relacionados ao tópico estudado, e obteve-se 103 artigos. Dentre esses não foi possível acessar o artigo completo referente a 39 títulos. Por fim, excluindo os estudos que realmente não atenderam aos critérios de seleção, por meio do exame do artigo na íntegra, obteve-se uma amostra final com 52 artigos. A Figura 3 ilustra os dados numéricos para cada etapa do processo de refinamento. Portanto, ao final do MSL, apenas 8,5% dos documentos encontrados estavam de acordo com o foco da pesquisa.
Os artigos excluídos tinham diversos assuntos que fugiam ao escopo dessa pesquisa, como por exemplo estudos referentes a indústria automotiva, análises relacionadas as características e propriedades do aço como deformação e ductilidade, ou, ainda, conteúdos relativos à produção e qualidade de metais em geral.

Figura 3 – Quantidade de artigos após triagem dos critérios de seleção



Fonte: os autores

Os critérios de exclusão utilizados na realização da pesquisa contribuíram para um resultado final de 52 artigos, o que deixa evidente que, apesar de se ter utilizado palavras de busca abrangentes para alcançar o maior número de artigos, trata-se de um tema pouco estudado. Conclui-se pela extrema importância da melhor exploração da temática.
Em seguida, foram coletados dados bibliométricos dos estudos selecionados. O ano de publicação, fontes de publicação e categorias das pesquisas foram incluídos nas análises. A Figura 4 apresenta a evolução do número de publicações aderentes ao tema distribuídos pelo seu respectivo ano de publicação. Embora não tenha explicitamente sido utilizado filtros para períodos específicos de tempo, resultou na escolha natural de textos publicados a partir do ano de 2016. Ao analisar a Figura 4, é possível observar que a quantidade de artigos baseados nos critérios de seleção registrou um crescimento significativo nos últimos anos. O ano de 2022 se destacou com o maior número de artigos encontrados, totalizando 14. Além disso, ao considerar os últimos três anos completos (2020 – 2022), constata-se que eles concentraram 63% da produção selecionada, dados esses que indicam que esse tema se encontra em alta atualmente. Uma hipótese é que esse crescimento seja atribuído à crescente adoção das tecnologias digitais e ao aumento dos impactos e benefícios advindos da indústria 4.0 nos mais diversos setores, incluindo o setor da construção metálica. Essa conjuntura impacta os diversos agentes envolvidos na cadeia produtiva, o que confirma a relevância do assunto.

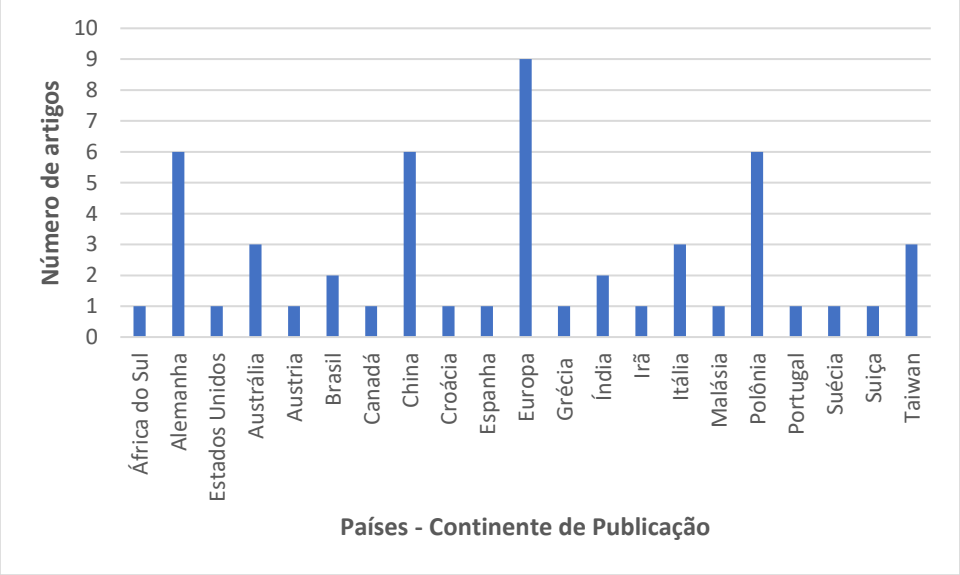
Figura 4 – Número de publicações no período do estudo



Fonte: os autores

Por meio da análise dos artigos aderentes, foi possível abordar também um contexto adicional, o país em que o artigo foi redigido ou o país em que a realidade abordada no artigo está situada. Inicialmente, verificou-se o texto para identificar se a informação sobre o local do estudo de caso abordado ou a procedência dos dados utilizados estava explicitamente mencionada. Caso essa informação não estivesse claramente indicada, foi determinado que o país de origem do artigo corresponderia àquele associado ao seu autor principal. É importante ressaltar que alguns artigos explicitavam o uso de dados provenientes de mais de um país europeu. Por isso, estabeleceu-se a criação da categoria denominada “Europa”. A Figura 5 mostra o número de artigos de acordo com o respectivo país de publicação. Pode-se verificar que a maior quantidade de publicações se concentra na Alemanha, China e Polônia, além de na Europa.

Figura 5 - Número de artigos por país de publicação



Fonte: os autores

Dos 52 artigos selecionados, no que diz a respeito à fonte de publicação, é possível constatar que a revista científica que apresenta o maior número de publicações é a Stahlbau, seguida por três periódicos, nomeadamente: Energies, Materiaux et Techniques e Journal of Open Innovation. A lista completa contendo os locais de publicação dos documentos da amostra final pode ser consultada na Tabela 1.

Tabela 1 – Número de artigos por fonte de publicação

Fonte de Publicação	**Nº de artigos**
Applied System Innovation	1
Automation in Construction	2
Buildings	1
Computers & Industrial Engineering	1
Computers in Industry	1
Construction Innovation	1
Economic and Industrial Democracy	1
Energies	3
Technovation	1
Journal of Open Innovation: Technology, Market, and Complexity	3
Materiaux et Techniques	3
Metals	2
New Technology, Work and Employment	1
Revista Brasileira de Inovação	1
Scandinavian Journal of Management	1
Science China Technological Sciences	1
Stahlbau	5
Congressos e Simpósios	23

Fonte: os autores

As 52 produções selecionadas foram agrupadas em 10 categorias diferentes, de acordo com o principal tema abordado em cada artigo, conforme é mostrado na Tabela 2. Com base na análise dessas categorias, destaca-se que a maioria dos artigos se concentra no estudo do impacto da indústria 4.0 no setor da siderurgia.

Tabela 2 – Categorias em que se enquadram os artigos da amostra final

Categoria	**Nº de artigos**
Impacto da indústria 4.0 na indústria siderúrgica	19
Impacto da digitalização na indústria siderúrgica	5
Impacto da indústria 4.0 no setor da construção como um todo	4

Impacto da indústria 4.0 nas fábricas de construção modular e off site	3
Impacto da indústria 4.0 na construção metálica	2
Impacto da digitalização na construção metálica	2
Impacto da indústria 4.0 nas relações/ambiente de trabalho da indústria siderúrgica	4
Maturidade das empresas siderúrgicas para a Industria 4.0	1
Uso de tecnologias digitais na melhoria dos processos e sistemas	2
Estudo de casos	10

Fonte: os autores

Outros temas abordados com maior frequência foram o impacto da indústria 4.0 no ambiente de trabalho da indústria siderúrgica, o impacto da indústria 4.0 na construção como um todo e o impacto da digitalização na siderurgia. É relevante ressaltar que foi estabelecida uma categoria específica para pesquisas que tinham como objetivo principal a aplicação de tecnologias digitais em estudos de caso que afetavam diretamente algum agente da cadeia produtiva da construção metálica. Essa categoria, por conseguinte, adquiriu uma abrangência mais ampla e contou com um total de 10 artigos nela enquadrados.

Em relação à construção metálica, especificamente, encontrou-se apenas quatro artigos que trazem a exploração dos impactos da digitalização e indústria 4.0, o que deixa evidente que esse ainda é um tema pouco estudado, despertando a possibilidade e necessidade de se explorar mais sobre o assunto.

4 CONCLUSÃO

Com a finalidade de restringir o escopo do mapeamento sistemático da literatura apenas a trabalhos diretamente relacionados à indústria 4.0 ou à transformação digital com os agentes da cadeia produtiva da construção metálica, muitos artigos foram descartados durante o processo de seleção. Isso se deu em virtude da escolha de termos de busca abrangentes a fim de evitar a perda de possíveis artigos alinhados com o foco da pesquisa. Os resultados obtidos por meio do MSL permitiram identificar quando e onde os artigos foram publicados, além de identificar os periódicos de maior impacto na divulgação cientifica, sendo observações de suma importância para auxiliar e direcionar os pesquisadores em seus estudos.

O mapeamento realizado permitiu identificar lacunas de conhecimento passíveis de serem exploradas com novos estudos na área. Embora o impacto da transformação digital na indústria siderúrgica seja uma temática comum e bem estabelecida, os impactos nos demais agentes da cadeia têm recebido pouca atenção na produção acadêmica. A análise da adoção de tecnologias digitais e a maturidade das empresas em relação à transformação digital também foram abordadas de forma limitada em pesquisas. Dessa forma, são evidentes as oportunidades para o desenvolvimento de estudos e pesquisas sobre a transformação digital no setor da construção metálica.

É fundamental salientar que houve um aumento significativo no número de publicações sobre essa temática nos últimos anos, o que indica a atualidade e a relevância do tema para o desenvolvimento do mercado da construção. A transformação digital tem sido objeto de numerosos estudos recentes, à medida que tanto a comunidade acadêmica quanto o mercado

profissional buscam aprofundar suas pesquisas. Assim, essa temática requer um aprofundamento contínuo, uma vez que ainda existem várias lacunas e carências a serem exploradas no campo da construção metálica, a fim de compreender melhor seu impacto e superar as deficiências dos processos.

Agradecimentos
Os autores agradecem a USP pelo apoio e disponibilização do acesso às bases de dados conveniadas.

REFERÊNCIAS

1 Deloitte. Construção do amanhã. Panorama de inovação nos setores imobiliário e de construção no Brasil. 2020.
2 Gharbia, M.; Chang-Richards, A.; Lu, Y.; Zhong, R.; Li, H. Robotic technologies for on-site building construction: A systematic review. Journal of Building Engineering. 2020; 32: 101584.
3 McKinsey Global Institute. Reinventing construction: a route to higher productivity. 2017. Disponível em: https://www.mckinsey.com/~/media/McKinsey/Industries/Capital%20Projects%20and%20Infrastructure/Our%20Insights/Reinventing%20construction%20through%20a%20productivity%20revolution/MGI-Reinventing-construction-A-route-to-higher-productivity-Full-report.ashx. Acesso em 15 de janeiro de 2023.
4 Ceotto, L. Henrique. Falta de inovações e atraso na adoção de novas tecnologias na construção. BUILDIN, Construção e Informação, 2017. Disponível em: https://www.buildin.com.br/falta-de-inovacao-e-atraso-na-adocao-de-novas-tecnologias-naconstrucao/. Acesso em 25 de setembro de 2020.
5 Siderurgia Brasil. O Grande Universo de possibilidades. Disponível em: https://siderurgiabrasil.com.br/2020/12/20/o-grande-universo-de-possibilidades/ Acesso em 03 de fevereiro de 2023.
6 Cortez et al., Uso das estruturas de aço no Brasil. Ciências exatas e tecnológicas. 2017 v. 4 (n. 2): 217-228.
7 Faleiros, J.P.M. et al., O crescimento da indústria brasileira de estruturas metálicas e o boom da construção civil: um panorama do período 2001-2010. BNDES Setorial. 2012. V. 35: 47– 84.
8 Mingione, C. M. Produtividade na montagem de estruturas de aço para edifícios [Mestrado em Engenharia Civil]. São Paulo. Universidade de São Paulo; 2016.
9 Oviedo Haito, R. J. J; Moratti, T.; Cardoso, F. F. Desafios da Gestão da Produção na Construção 4.0. 2019. XI Simpósio Brasileiro de Gestão e Economia da Construção, XI SIBRAGEC e VIII Encuentro Latinoamericano de gestión y economía de la construcción, VIII ELAGEC, Londrina, Paraná, Brasil, 2019.
10 Rankohi, S., Bourgault, M., Iordanova, I., Danjou, C., Garcia, P., Grondim, J., Integration and I4.0 Tracking Systems for Steel Manufacturing Industry. Lecture Notes in Civil Engineering. Annual Conference of the Canadian Society of Civil Engineering, CSCE 2021Virtual. 2021. Volume 247: Pages 237 – 247.
11 Lau, S. E. N.; Aminudin, E.; Saar, C. Chang; Abidin, N. I. A; Roslan, A. F.; Hamid, Z. Abd; Zain, M. Z. Mohd; Lou, E. Review: Identification of roadmap of fourth construction industrial revolution. 7th International Conference on Euro Asia Civil Engineering Forum. 2019.
12 Castagnino, Santiago; Rothballer, Christoph. Abreu, Juliana. Zupancic, Till. 6 ways the construction industry can build for the future. World Economic Forum. 2018.

13 Schwab, K. The Fourth Industrial Revolution. World Economic forum: Cologny, Switzerland, 2016.
14 IDC. Digital Transformation: The Future of Connected Construction. Relatório Técnico. International Data Corporation. Singapura. 2020.
15 Branca, T. A.; Fornai, B.; Colla, V.; Murri, M. M.; Streppa, E.; Schroder, A. J. The Challenge of Digitalization in the Steel Sector. Metals. 2020, 10, 288.
16 McKinsey. The next normal in construction. How disruption is reshaping the world's largest ecosystem. McKinsey & Company. 2020. 84p.
17 Kitchenham, B.; Charters, S. Guidelines for performing systematic literature reviews in software engineering. Technical Report EBSE, Keele University and Durham University Joint, Report, 2007.
18 Febero, F.; Calero, C.; Moraga, M. A. A systematic mapping study of software reliability modeling. Information and Software Technology. 2014. v. 56, p. 839-849.
19 Brereton, P. et al. Lessons from applying the systematic literature review process within the software engineering domain. Journal of Systems and Software. 2007. v. 80, p. 571–583.
20 Kitchenham, B. et al. Systematic literature reviews in software engineering: a systematic literature review. Information and Software Technology; 2009. v. 51, n. 1, p. 7-15.
21 Petersen, K.; Feldt, R.; Mujtaba, S.; Mattsson, M. Systematic mapping studies in software engineering. 12th International Conference on Evaluation and Assessment in Software Engineering. 2008.
22 Morandi, M.; Camargo, L. Design science research. Porto Alegre: Bookman, 2015.

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA CRÍTICA EM PILARES DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Thayná Couto dos Santos Marcelino[1]
Macksuel Soares de Azevedo[2]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[3]

Resumo

As alterações nas propriedades mecânicas do aço, devidas às altas temperaturas em incêndio, podem levar ao colapso da estrutura. A utilização de materiais de proteção passiva é uma maneira de proteger o elemento estrutural, aumentando seu tempo de resistência ao fogo e evitando que ele alcance a temperatura de colapso, denominada de temperatura crítica. Para a determinação da espessura de material de proteção, na ausência do cálculo da temperatura crítica, a indústria de proteção passiva utiliza valores fixos de temperatura, como 550 ^{o}C para pilares e 620 ^{o}C para vigas. Esses valores são utilizados para todos os elementos, sem considerar suas especificidades. Com isso, este trabalho visa comparar, para pilares de aço, os valores fixos de temperatura com valores calculados por uma ferramenta computacional desenvolvida em Linguagem VBA. Um estudo paramétrico foi realizado de forma a avaliar a influência de algumas variáveis. Os resultados mostraram, para os casos estudados, que os valores fixos podem ser conservadores, sendo 28,33% menor que o valor calculado através da ferramenta, mas também podem estar contra a segurança, com a temperatura fixa aproximadamente 30% maior que a calculada. Tais resultados influenciam na segurança e nos custos de proteção, evidenciando a importância do cálculo da temperatura crítica.

Palavras-chave: Pilares de aço; Temperatura crítica; Situação de incêndio; Ferramenta computacional.

DETERMINATION OF CRITICAL TEMPERATURE IN STEEL COLUMNS IN FIRE SITUATIONS

Abstract

Changes in the mechanical properties of steel, due to high temperatures in a fire, can cause the collapse of the structure. The use of passive fire protection materials is a way of protecting the structural element by increasing its fire resistance time and preventing it from reaching the collapse temperature, called critical temperature. In the absence of calculating the critical temperature, the passive protection industry uses fixed temperature values, such as 550 ^{o}C for columns and 620 ^{o}C for beams, to determine the thickness of the protection material. These values are applied to all elements, without considering their specificities. Therefore, this work aims to compare the fixed temperature values for steel columns with the values calculated by a computational tool developed in VBA language. In order to assess the impact of some variables, a parametric study was done. The results demonstrated, for the analyzed cases, that the fixed values can be conservative, being 28,33% lower than the value calculated by the computational tool, but they can also be unfavorable to security, with the fixed temperature

30% higher than the calculated value. Such results have an impact on structural safety and on protection costs, emphasizing the significance of calculating the critical temperature.

Keywords: Steel columns; Fire situations; Critical temperature; Computational tool.

[1] Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia Civil, Pesquisadora, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.
[3] Engenheira Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória – ES, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Durante um incêndio, os materiais que compõem a estrutura de uma edificação sofrem alterações em suas propriedades térmicas e mecânicas, perdendo resistência e rigidez, o que pode ocasionar o colapso da estrutura. A temperatura na qual ocorre o colapso é denominada de temperatura crítica e sua determinação é muito importante, porém pode ser bastante trabalhosa.

Devido a isso, ao longo dos anos, diversos autores se dedicaram ao assunto. Rupert e Schaumann [1] apresentaram uma metodologia para estimar a temperatura crítica em pilares expostos ao fogo e Neves [2] estudou a influência da dilatação térmica também na temperatura crítica de pilares. Já Mesquita et al. [3] apresentaram uma pesquisa numérica e experimental a respeito da temperatura crítica em vigas sem contenção lateral, enquanto Maia et al. [4] estudaram a temperatura crítica de seções sujeitas à flambagem local.

Além disso, Jowsey e Scott [5] explicam que, na ausência de uma determinação adequada da temperatura crítica e com a intenção de simplificar o projeto de estruturas em situação de incêndio, a indústria de proteção passiva ao redor do mundo utiliza valores padronizados de temperatura crítica, tais como: 550 ^{o}C para pilares, 620 ^{o}C para vigas com três lados expostos ao fogo e 520 ^{o}C para perfis tubulares. Esses valores fixos são utilizados para todos os elementos, sem levar em consideração fatores relevantes, como o carregamento da estrutura, flambagem local, o comprimento do elemento e as suas condições de contorno.

Somado a isso, quando se fala dos materiais de revestimento contrafogo, especialmente das tintas intumescentes, atualmente, a espessura a ser aplicada nos elementos estruturais de aço é estabelecida com base nesses valores fixos de temperatura. Essa especificação não é feita por meio de um dimensionamento, o que pode levar a um aumento nos custos de proteção ou fazer com que o elemento fique contra a segurança.

Nesse trabalho, a fim de contribuir com o assunto em questão, foi desenvolvida uma ferramenta computacional que realiza o cálculo da temperatura crítica de pilares de aço em seção I e H. Um estudo paramétrico foi proposto, alguns exemplos de cálculo foram rodados e os resultados obtidos para esses exemplos foram comparados com os valores fixos de temperatura adotados usualmente.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Ferramenta computacional

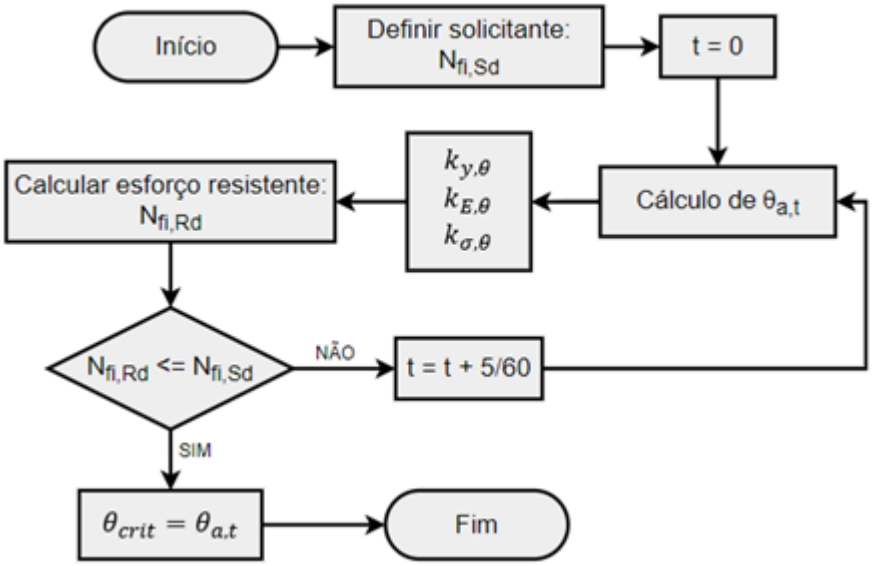
Para realizar o cálculo da temperatura crítica de elementos de aço em situação de incêndio foi desenvolvida uma ferramenta computacional em linguagem Visual Basic for Application (VBA) no ambiente do Microsoft Excel. Essa ferramenta apresenta três módulos: um módulo para verificação em temperatura ambiente, um módulo para verificação em situação de incêndio, conforme procedimentos da ABNT NBR 14323:2013 [6], e um módulo de dimensionamento de material de proteção contra fogo.

Toda a implementação computacional foi feita com base nos procedimentos da ABNT NBR 14323:2013, sendo possível realizar a verificação e o dimensionamento do material de

proteção para elementos comprimidos, flexo-comprimidos e fletidos em torno dos eixos de maior e menor inércia.

No último módulo, uma das etapas que o programa realiza é o cálculo da temperatura crítica do elemento estrutural. Nesse caso o usuário fornece os valores dos esforços solicitantes e a temperatura é calculada através de um processo incremental, considerando-se que o colapso da estrutura ocorre quando o esforço solicitante de cálculo em incêndio se iguala ao esforço resistente de cálculo também em incêndio. Esse procedimento pode ser melhor compreendido na forma de fluxograma de cálculo, conforme Figura 1. A partir dessa temperatura crítica calculada o programa possibilita que o usuário encontre uma espessura de material de proteção para aplicar no elemento.

Figura 1. Fluxograma de cálculo para a obtenção da temperatura crítica (autores).



2.2 Estudo paramétrico

A fim de realizar uma análise comparativa entre os valores de temperatura crítica calculados pelo programa computacional e os valores fixos prescritos por normas foi realizado um estudo paramétrico. Para isso, algumas variáveis de estudo foram definidas e sua influência sobre a temperatura crítica do elemento estrutural foi observada.

As variáveis do estudo paramétrico foram o índice de esbeltez reduzido em temperatura ambiente (λ_0), o nível de carregamento e o fator de massividade do perfil, sendo que também foi analisada a influência da flambagem local nos perfis. Na Tabela 1 são apresentados os modelos de parametrização, obtidos a partir das variáveis do estudo em relação aos modelos considerados padrões (modelo Nº 1 de perfil compacto e modelo Nº 17 de perfil não compacto), de acordo com os seguintes intervalos:

- Índice de esbeltez reduzido: intervalo de 0,5 a 1,75, em incrementos de 0,25;

- Nível de carregamento, definido como a relação entre o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio e o esforço resistente de cálculo em temperatura ambiente: intervalo de 20 até 70%, em incrementos de 10%;
- Fator de massividade: intervalo de 104,50 m^{-1} até 268,08 m^{-1};
- Flambagem local: perfil compacto (W200 x 35,9) e perfil com possibilidade de ocorrência de flambagem local (W310 x 44,5).

Tabela 1. Modelos de pilares para o estudo paramétrico.

Nº	Índ. Esbeltez reduzido (λ_0)	Nível de carregamento (%)	Fator de massividade (4 lados expostos)	
1	1,00	50	W 200 x 35,9 (H)	226,09
2	0,50	50	W 200 x 35,9 (H)	226,09
3	0,75	50	W 200 x 35,9 (H)	226,09
4	1,25	50	W 200 x 35,9 (H)	226,09
5	1,50	50	W 200 x 35,9 (H)	226,09
6	1,75	50	W 200 x 35,9 (H)	226,09
7	1,00	20	W 200 x 35,9 (H)	226,09
8	1,00	30	W 200 x 35,9 (H)	226,09
9	1,00	40	W 200 x 35,9 (H)	226,09
10	1,00	60	W 200 x 35,9 (H)	226,09
11	1,00	70	W 200 x 35,9 (H)	226,09
12	1,00	50	W 250 x 115,0 (H)	104,50
13	1,00	50	W 250 x 80,0 (H)	146,52
14	1,00	50	HP 200 x 53,0 (H)	175,54
15	1,00	50	W 150 x 37,1 (H)	189,76
16	1,00	50	W 200 x 26,6	268,08
17	1,00	50	W 310 x 44,5	220,36
18	0,50	50	W 310 x 44,5	220,36
19	0,75	50	W 310 x 44,5	220,36
20	1,25	50	W 310 x 44,5	220,36
21	1,50	50	W 310 x 44,5	220,36
22	1,75	50	W 310 x 44,5	220,36
23	1,00	20	W 310 x 44,5	220,36
24	1,00	30	W 310 x 44,5	220,36
25	1,00	40	W 310 x 44,5	220,36
26	1,00	60	W 310 x 44,5	220,36
27	1,00	70	W 310 x 44,5	220,36
28	1,00	50	W 610 x 174,0	111,17
29	1,00	50	W 530 x 109,0	133,90
30	1,00	50	W 530 x 85,0	157,18
31	1,00	50	W 530 x 82,0	177,19
32	1,00	50	W 410 x 38,8	263,18

Ao todo, 32 modelos numéricos foram rodados na ferramenta computacional. Em todos eles, foram mantidos constantes o tipo de aço (ASTM A572 Gr.50) e as condições de contorno dos pilares (extremidades rotuladas), permitindo que apenas os parâmetros selecionados fossem avaliados.

2.3 Valores fixos de temperatura prescritos por entidades e normas

Alguns valores fixos de temperatura são usualmente sugeridos pela indústria de proteção passiva para a determinação da espessura do material de proteção. A Association for Specialist Fire Protection em suas primeiras edições do "Yellow Book" [7] especifica valores limites de 550 ^{o}C para pilares e 620 ^{o}C para vigas com um dos lados suportando uma laje de concreto ou uma laje mista.

Outras normas ao redor do mundo prescrevem diferentes valores fixos de temperatura. A Loss Prevention Standard LPS 1107: Issue 1.2 [8] determina que esse valor pode ser assumido como de 550 ^{o}C para vigas e pilares. A IT08 do Corpo de Bombeiros de São Paulo [9] adota esse mesmo valor, porém especifica que não pode ser considerado para perfis cujo estado limite último em temperatura ambiente seja o de instabilidade local elástica.

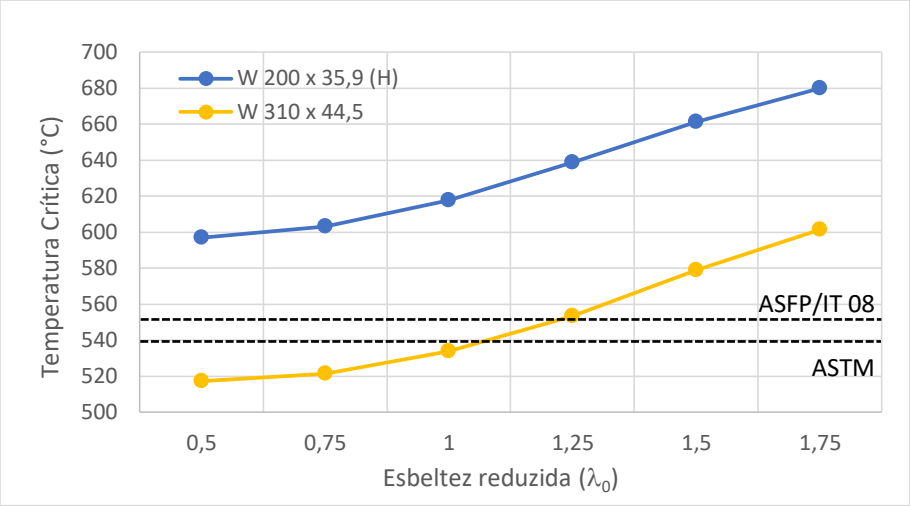
O Underwriters Laboratories (UL) [10], responsável pela certificação de diversos materiais de proteção passiva, prescreve um valor fixo de 538 ^{o}C para pilares e 593 ^{o}C para vigas. Além disso, o Eurocódigo EN 1993-1-2 [11] também apresenta, em seus anexos nacionais de Portugal, Luxemburgo, Finlândia e outro países, valores fixos de temperatura que também podem ser utilizados. O anexo de Portugal, por exemplo, determina que, para elementos tracionados e vigas sem flambagem lateral com torção, pode ser utilizada uma temperatura de 540 ^{o}C ou 525 ^{o}C, dependendo da categoria do edifício, ou 500 ^{o}C para qualquer outra situação.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Índice de esbeltez reduzido

A Figura 2 mostra o gráfico de temperatura crítica em função da esbeltez reduzida, mantendo-se constante os demais parâmetros. As curvas, em ambos os casos, são crescentes para o intervalo analisado. Com isso, observa-se a tendência de aumento da temperatura crítica com o aumento do índice de esbeltez reduzida do perfil. A taxa de utilização foi mantida fixa em 50% nesta análise, dessa maneira, o valor do esforço solicitante diminui na mesma proporção que o esforço resistente.

Figura 2. Temperatura crítica versus índice de esbeltez reduzido.



As Tabelas 2 e 3 exibem as diferenças percentuais entre o valor calculado de temperatura crítica e os valores prescritos, para os perfis compacto e não compacto, respectivamente. Constam também nas tabelas, o índice de esbeltez reduzido, a taxa de aproveitamento, o perfil analisado, o esforço resistente em temperatura ambiente e o esforço solicitante em situação de incêndio e a temperatura crítica calculada pelo programa computacional. Ao comparar os valores de temperatura crítica obtidos através da ferramenta computacional com os valores fixos prescritos, encontrou-se diferenças percentuais significativas, como pode ser observado.

No caso do perfil compacto, as temperaturas encontradas para todos os valores de índice de esbeltez reduzido foram maiores que as temperaturas fixas consideradas pela ASFP, ASTM e IT08, com uma máxima diferença percentual de 20,89%. Esse resultado indica que os valores fixos usuais são mais conservadores que os valores encontrados ao realizar o cálculo da temperatura crítica através da ferramenta computacional.

Tabela 2. Diferenças entre os valores calculados de temperatura crítica e os prescritos para λ_0 (perfil compacto).

λ_0	Nível de carreg. (%)	Perfil	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Sd}$ (kN)	Temp. Crítica (°C)	ASFP/IT08 (550 °C)	ASTM (538 °C)
0,50	50	W 200 x 35,9 (H)	1290,28	645,14	597,05	7,88%	9,89%
0,75	50	W 200 x 35,9 (H)	1132,55	566,28	603,24	8,83%	10,81%
1,00	50	W 200 x 35,9 (H)	943,82	471,91	617,83	10,98%	12,92%
1,25	50	W 200 x 35,9 (H)	744,26	372,13	638,75	13,89%	15,77%
1,50	50	W 200 x 35,9 (H)	558,46	279,23	661,16	16,81%	18,63%
1,75	50	W 200 x 35,9 (H)	410,80	205,40	680,09	19,13%	20,89%

Já considerando o perfil não compacto, os resultados mostram que metade das temperaturas calculadas foram menores que os valores fixos, indicando que algumas situações de carregamento, perfis e condições de contorno podem estar contra a segurança. Já a outra

metade das temperaturas calculadas foram maiores que as temperaturas fixas, estando a favor da segurança, como para λ_0= 1,75, em que a temperatura foi 601,44 °C.

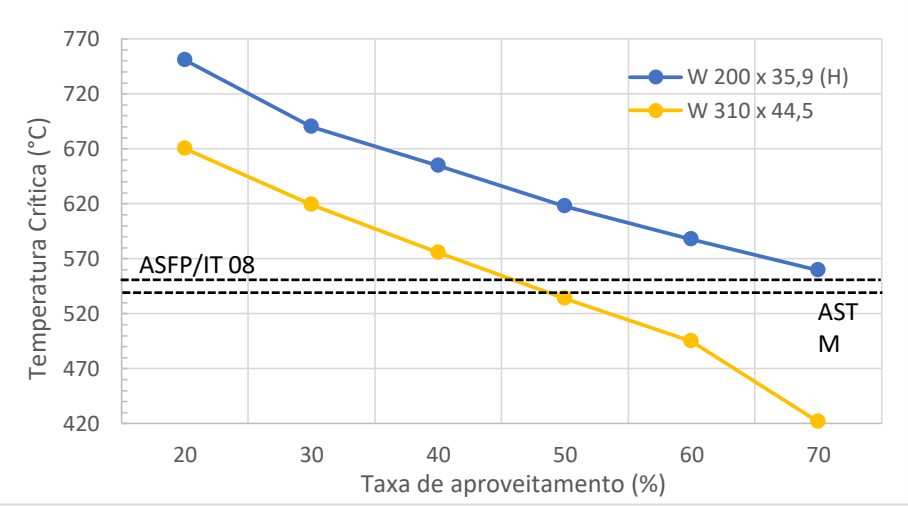
Tabela 3. Diferenças entre os valores calculados da temperatura crítica e os das prescrições para diferentes λ_0 (perfil não compacto).

λ_0	Nível de carreg. (%)	Perfil	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Sd}$ (kN)	Temp. Crítica (°C)	ASFP/IT08 (550 °C)	ASTM (538 °C)
0,50	50	W 310 x 44,5	1564,91	782,46	517,11	-6,36%	-4,04%
0,75	50	W 310 x 44,5	1373,36	686,68	521,37	-5,49%	-3,19%
1,00	50	W 310 x 44,5	1144,24	572,12	533,81	-3,03%	-0,78%
1,25	50	W 310 x 44,5	905,09	452,55	553,48	0,63%	2,80%
1,50	50	W 310 x 44,5	676,45	338,23	578,74	4,97%	7,04%
1,75	50	W 310 x 44,5	497,62	248,81	601,44	8,55%	10,55%

3.2 Nível de carregamento

No caso da taxa de aproveitamento, considerou-se valores de 20 a 70%, em incrementos de 10%. Observa-se na Figura 3 o gráfico da temperatura crítica versus taxa de aproveitamento. Com já foi dito, a taxa de aproveitamento é considerada como sendo a relação entre o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio e o esforço resistente de cálculo em temperatura ambiente. As curvas obtidas, tanto para o perfil compacto quanto para o não compacto, são decrescentes, evidenciando que, quanto maior é o nível de solicitação, menor é a temperatura crítica. Esse resultado se mostra coerente, visto que, quanto mais solicitado está um perfil, menor será a sua temperatura de colapso.

Figura 3. Temperatura crítica versus taxa de aproveitamento.



A Tabela 4 e a Tabela 5 exibem as diferenças percentuais encontradas entre os valores de temperatura crítica. No caso dos perfis compactos, o cálculo via ferramenta computacional encontrou valores maiores e, para o nível de carregamento de 20%, essa temperatura foi aproximadamente 30% maior que a temperatura crítica fixa de 538 °C.

No caso do perfil suscetível à flambagem local, novamente, metade dos pontos tiveram temperatura crítica maior e a outra metade teve temperatura crítica menor do que as prescritas por normas. Esse resultado é importante, pois evidencia a relevância de se considerar a flambagem local dos elementos. Para o ASFP e para a IT08, a maior diferença percentual encontrada foi de 17,91% em um nível de solicitação de 20%, enquanto a temperatura calculada passa a ser 30,48% menor que a temperatura fixa para o nível de solicitação de 70%, algo que exige atenção.

Tabela 4. Diferenças entre os valores calculados da temperatura crítica e os das prescrições para diferentes μ (perfil compacto).

Nível de carregamento μ (%)	Perfil	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Sd}$ (kN)	Temp. Crítica (°C)	ASFP/IT08 (550 °C)	ASTM (538 °C)
20	W 200 x 35,9 (H)	943,82	188,76	750,66	26,73%	28,33%
30	W 200 x 35,9 (H)	943,82	283,15	690,06	20,30%	22,04%
40	W 200 x 35,9 (H)	943,82	377,53	654,83	16,01%	17,84%
50	W 200 x 35,9 (H)	943,82	471,91	617,83	10,98%	12,92%
60	W 200 x 35,9 (H)	943,82	566,29	587,39	6,37%	8,41%
70	W 200 x 35,9 (H)	943,82	660,67	559,26	1,66%	3,80%

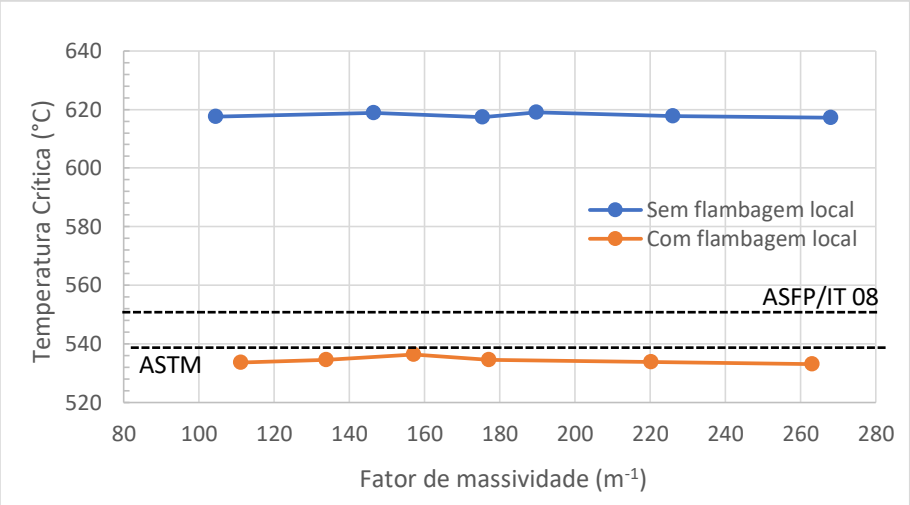
Tabela 5. Diferenças entre os valores calculados da temperatura crítica e os das prescrições para diferentes μ (perfil não compacto).

Nível de carregamento μ (%)	Perfil	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Sd}$ (kN)	Temp. Crítica (°C)	ASFP/IT08 (550 °C)	ASTM (538 °C)
20	W 310 x 44,5	1144,24	228,85	670,02	17,91%	19,70%
30	W 310 x 44,5	1144,24	343,27	618,96	11,14%	13,08%
40	W 310 x 44,5	1144,24	457,70	575,29	4,40%	6,48%
50	W 310 x 44,5	1144,24	572,12	533,81	-3,03%	-0,78%
60	W 310 x 44,5	1144,24	686,54	495,04	-11,10%	-8,68%
70	W 310 x 44,5	1144,24	800,97	421,53	-30,48%	-27,63%

3.3 Fator de massividade

A Figura 4 exibe as curvas de temperatura crítica versus fator de massividade. É possível observar que, para todos os fatores de massividade considerados, a temperatura crítica se mantém em valores bem próximos, formando uma reta quase constante. Esse comportamento se repete tanto para os perfis compactos quanto para os não compactos. Além disso, esse resultado mostra que, apesar de o fator de massividade ser uma variável muito importante quando se fala em estruturas em situação de incêndio, ele não exerce tanta influência sobre a temperatura crítica como os demais fatores analisados.

Figure 4. Temperatura crítica versus fator de massividade.



No caso dos perfis compactos, as temperaturas críticas obtidas por meio da ferramenta computacional foram, em todos os casos, maiores que as temperaturas prescritas, com a menor diferença percentual sendo 10,89%. Esse resultado pode ser visto na Tabela 6. Na Tabela 7 observa-se que, para os perfis não compactos, os resultados foram contrários. Todos os perfis apresentaram temperatura crítica menor que as temperaturas fixas, com a maior diferença percentual sendo de -3,18%.

Tabela 6. Diferenças entre valores calculados de temperatura crítica e prescritos, para diferentes fatores de massividade (perfil compacto).

λ_0	Nível de carreg. (%)	Fator de massividade (4 lados expostos)		$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Sd}$ (kN)	Temp Crítica (°C)	ASFP/IT18 550 °C	ASTM 538 °C
1	50	W 250 x 115,0	104,50	3014,25	1507,13	617,55	10,94%	12,88%
1	50	W 250 x 80,0	146,52	2103,31	1051,66	618,87	11,13%	13,07%
1	50	HP 200 x 53,0	175,54	1405,12	702,56	617,31	10,90%	12,85%
1	50	W 150 x 37,1	189,76	986,19	493,10	619,09	11,16%	13,10%
1	50	W 200 x 35,9	226,09	943,82	471,91	617,83	10,98%	12,92%
1	50	W 200 x 26,6	268,08	705,70	352,85	617,22	10,89%	12,83%

Tabela 7. Diferenças entre valores calculados de temperatura crítica e prescritos, para diferentes fatores de massividade (perfil não compacto).

λ_0	Nível de carreg. (%)	Fator de massividade (4 lados expostos)		$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Sd}$ (kN)	Temp Crítica (°C)	ASFP/IT08 550 °C	ASTM 538 °C
1	50	W 610 x 174,0	111,17	4510,41	2255,21	533,55	-3,08%	-0,83%
1	50	W 530 x 109,0	133,90	2782,99	1391,50	534,50	-2,90%	-0,65%
1	50	W 530 x 85,0	157,18	2042,47	1021,24	536,34	-2,55%	-0,31%
1	50	W 530 x 82,0	177,19	1942,71	971,36	534,56	-2,89%	-0,64%
1	50	W 310 x 44,5	220,36	1144,24	572,12	533,81	-3,03%	-0,78%
1	50	W 410 x 38,8	263,18	900,71	450,36	533,04	-3,18%	-0,93%

4 CONCLUSÃO

O objetivo principal desse trabalho foi automatizar o cálculo da temperatura crítica de pilares de aço por meio de elaboração de um programa computacional e comparar o seu resultado com valores prescritos de temperatura usualmente utilizados no dimensionamento de materiais de proteção contra fogo. Para essa comparação, foi proposto um estudo paramétrico que levou em consideração quatro fatores: índice de esbeltez reduzido, nível de carregamento do perfil, fator de massividade e a possibilidade de ocorrência ou não de flambagem local no perfil.

Todos esses fatores foram variados a fim de observar sua influência na temperatura crítica de pilares de aço. Notou-se que, no caso do índice de esbeltez reduzido, a maior temperatura crítica calculada foi 20,89% maior que a temperatura prescrita pela ASTM, para o perfil compacto, e a menor temperatura calculada foi 6,36%% menor que a temperatura prescrita pela ASFP e pela IT08/CB-SP, para o perfil não compacto.

No caso do nível de carregamento, observou-se uma temperatura calculada 28,33% maior do que a temperatura crítica prescrita pela ASTM e, em contrapartida, também se obteve uma temperatura cerca de 30,48% menor que os valores fixos usuais, para perfis compactos e não compactos, respectivamente.

Já o fator de massividade foi o parâmetro que menos exerceu influência sobre a temperatura crítica. Para todos os valores de fator de massividade considerados, a temperatura crítica se manteve praticamente constante, sendo que para os perfis compactos os valores foram maiores que as temperaturas padrões e para os perfis não compactos esses valores foram menores.

Ressalta-se que esse comportamento foi observado em todos os casos: as temperaturas calculadas por meio do programa computacional só foram menores que as temperaturas prescritas no caso de perfis não compactos. É importante ressaltar essa conclusão, pois os valores fixos de temperatura são considerados para todos os perfis, sem levar em conta os fenômenos de instabilidade local e, em alguns casos, essa prática pode levar a um resultado contra a segurança.

Da mesma maneira, observa-se que essa prática também pode levar a valores bastante conservadores, visto que para os perfis compactos, todos os valores encontrados por meio do programa computacional foram maiores que os valores prescritos para essa temperatura.

Assim, é possível concluir que o cálculo adequado da temperatura crítica é de suma importância, visto que leva em consideração todos os fatores que influenciam o comportamento em situação de incêndio, evitando que ocorra situações que estejam contra a segurança ou que estejam demasiadamente conservadoras, o que poderia aumentar os custos de proteção e de obra.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) e à CAPES pelo apoio prestado durante o desenvolvimento desta pesquisa, e também ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES). O segundo autor também agradece à Agência do Governo Federal do Brasil, CNPq, pela bolsa de produtividade em pesquisa número 309741/2020-3.

REFERÊNCIAS

1 Rubert, A. & Schaumann, P. Critical temperatures of steel columns exposed to fire. Fire Safety Journal. 1998; v. 13, no. 1, p. 39-44.

2 Neves, I. C. The critical temperature of steel columns with restrained thermal elongation. Fire Safety Journal. 1995; vol. 25, no. 3, p. 211-227.

3 Mesquita, L. M. R; Piloto, P. G. A.; Vaz, M. A. P. & Vila Real, P. M. M. Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams. Journal of Constructional Steel Research. 2005; vol. 61, no. 10, p. 1435-1446.

4 Maia, E.; Couto, C.; Vila Real, P. M. M. & Lopes, N. Critical temperatures of class 4 cross-sections, Journal of Constructional Steel Research. 2016; vol. 121, p. 370-382.

5 Jowsey, A. & Scott, P. An overview of optimizing passive fire protection using a limiting temperature by structural assessment. Journal Of Structural Fire Engineering. 2014; vol. 5, no. 1, p. 25-33.

6 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

7 Association for Specialist Fire Protection. Fire protection for structural steel in buildings. ASFP, 93 p, 2010.

8 Loss Prevention Standard: LPS 1107: Issue 1.2: Requirements, tests and methods of assessment of passive fire protection systems for structural steelwork. BRE Group Ltd., 2014.

9 Instrução Técnica N° 8/2018: Segurança estrutural contra incêndio. São Paulo: Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública, 2019.

10 UL LLC (2018). Best Practice Guide for Passive Fire Protection for Structural Steelwork. UL LLC, 24 p.

11 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. 2005.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Bianca do Valle Ventura Santos[1]
Débora Maia Guimarães[2]
Lucas Fadini Favarato[3]
Macksuel Soares de Azevedo[4]

Resumo

Tradicionalmente, a formação dos profissionais do segmento da construção é voltada à utilização do concreto armado e protendido, dificultando a visibilidade dos sistemas estruturais em aço. Todavia, é possível observar um interesse crescente pela aplicação de estruturas de aço e mistas de aço e concreto devido a suas vantagens relacionadas à industrialização. Neste contexto, as lajes mistas se destacam como alternativa às lajes convencionais pois possibilitam otimizar o processo construtivo pela eliminação do escoramento e pela facilidade de montagem, além da redução do consumo de aço estrutural. Contudo, a escassez de ferramentas computacionais que dimensionem esses elementos estruturais, principalmente em situação de incêndio, desencorajam sua aplicação em projetos. Uma pesquisa do CTIF (International association of fire and rescue services) publicada em 2012 identificou que cerca de 30% dos incêndios ocorridos no mundo são em edificações, o que reforça a importância de verificar lajes mistas em altas temperaturas. Assim, este trabalho adiciona uma rotina computacional em Visual Basic for Applications (VBA) do Microsoft Excel para dimensionamento das lajes mistas em situação de incêndio a uma ferramenta programada para verificar o elemento em temperatura ambiente. Ademais, o *software* fornece as taxas de armaduras positivas para garantia da integridade do sistema estrutural.

Palavras-chave: Lajes mistas; Ferramenta computacional; VBA; Incêndio; Dimensionamento.

A COMPUTATIONAL TOOL FOR DESIGN OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE SLABS UNDER FIRE CONDITIONS

Abstract

Usually, the academic background of the construction segment is mainly focused on the application of reinforced and prestressed concrete, limiting the steel structural systems visibility. However, the interest in the application of steel and composite structures is growing due to their advantages related to industrialization. In this context, composite slabs stand out as an alternative to conventional slabs as they optimize the construction process by eliminating propping as well as by the ease assemble of shuttering, in addition to the reduction of structural steel consumption. Nevertheless, the lack of computational tools for design of such elements, mainly under fire conditions, inhibits their application in projects. An CTIF (International association of fire and rescue services) survey published in 2012 identified that about 30% of fires in the world are in buildings, which reinforces the importance of the composite slabs design at high temperatures. Thus, this work adds a design composite slabs under fire condition computational routine in Visual Basic for Applications (VBA) to a tool programed to verify the structural element in normal conditions. Additionally, the *software* provides the additional reinforcement areas to guarantee the system's integrity.

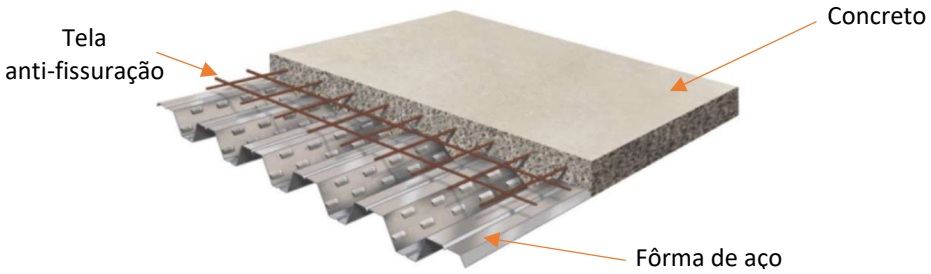
Keywords: Composite slabs; Computational tool; VBA; Fire conditions; Design.

[1] Graduanda em Engenheira Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[2] Mestranda em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.
[3] Mestre em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[4] Engenheiro Civil, Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

As lajes mistas de aço e concreto, conhecidas também por serem lajes com fôrmas de aço incorporada (*steel deck*), são elementos estruturais compostos por uma fôrma de aço nervurada, conformada a frio, sobre a qual o concreto é depositado, conforme Figura 1. Após seu endurecimento, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando como parte ou como totalidade da armadura de tração da laje, conforme procedimentos descritos na NBR 8800 [1].

Figura 1 – Laje mista de concreto e aço



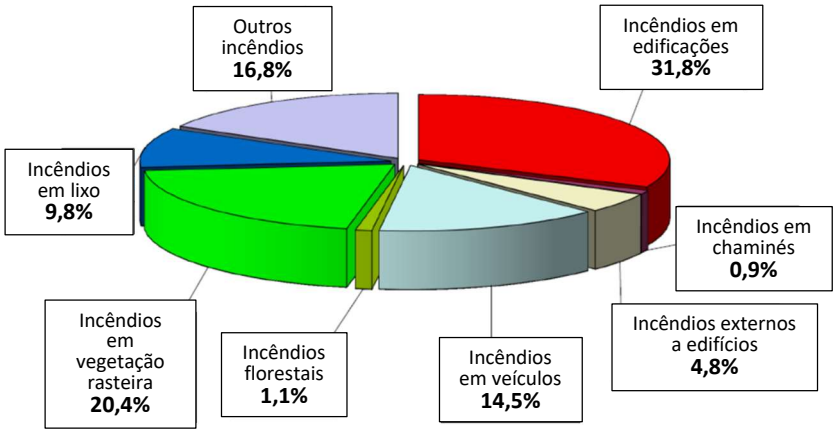
Fonte: Adaptado de ArcelorMittal Perfilor [18].

As lajes mistas ganham cada vez mais espaço na construção civil brasileira por serem uma boa alternativa para as lajes tradicionais de concreto armado, já que apresentam maior facilidade de instalação, podendo dispensar escoramentos, elevada rapidez de execução e reduzido consumo de aço estrutural [2]. Destaca-se que, por dispensar o uso de formas e escoramentos, gera-se menos resíduos nos canteiros de obras, tornando-os mais limpos. Entretanto, mesmo que as lajes mistas sejam amplamente empregadas nas construções metálicas no Brasil [3], esse sistema ainda encontra pontos críticos que afetam sua difusão no país, como a baixa variedade de perfis encontrados no mercado brasileiro [4]. Ademais, a falta de ferramentas computacionais que agilizem e automatizem o dimensionamento das lajes mistas também funcionam como barreiras para a sua disseminação.

Em se tratando do dimensionamento das estruturas, vale ressaltar a importância da verificação em situação de incêndio. Uma pesquisa realizada em 2010 pelo Centro de Estatística de Incêndio do CTIF (International association of fire and rescue services) [5] sobre o mapeamento de incêndios no mundo, onde 32 países foram considerados, apontou que cerca de um terço dos incêndios ocorreram em edificações, como é apresentado na Figura 2. Desse modo, nesses

casos, as estruturas ficam sujeitas ao aumento da temperatura que influencia diretamente na capacidade resistente dos materiais que as compõem, reduzindo suas propriedades mecânicas.

Figura 2 – Mapeamento de incêndios no mundo em 2010.



Fonte: Adaptado de Brushlinsky *et al*. [5].

No caso dos sistemas mistos de aço e concreto, a fôrma metálica fica exposta ao fogo e, por apresentar alta condutividade térmica, torna-se um ponto de atenção para o dimensionamento. Dessa forma, para amenizar esse efeito, pode ser adotado revestimentos para proteção contra o fogo, que se configuram como uma etapa a mais na obra e encarecem o seu custo, ou as lajes podem ser dimensionadas para resistir ao incêndio. Assim, a opção mais eficaz, já difundida, é o uso de armaduras positivas nas nervuras das lajes, que resistem aos esforços de tração em situação de incêndio, assumindo o papel que a forma de aço tem em temperatura ambiente.

Segundo Seito *et al.* [6], apesar dos trabalhos realizados, muito ainda deve ser estudado sobre os procedimentos de dimensionamento de lajes mistas. Nas últimas décadas, as pesquisas sobre lajes mistas de aço e concreto abordaram a avaliação do seu comportamento em situação de incêndio a partir de procedimentos prescritos em normas brasileiras e métodos avançados, como em Cordeiro [7], e até mesmo por meio de métodos numéricos [8, 9]. Além disso, alguns trabalhos como o de Bolina [10] e Sousa [11] também analisam experimentalmente o efeito do incêndio nas lajes mistas sob diferentes aspectos.

Todavia, poucos estudos são voltados ao desenvolvimento de ferramenta computacional que possibilite o dimensionamento das lajes mistas de aço e concreto, principalmente quando se trata de elevadas temperaturas. Para dimensionamento à temperatura ambiente, alguns *softwares* internacionais estão disponíveis, como o H60 Calculator [12] e COFRA 5: Design *software* for composite floors [13]. Recentemente, Silva *et al*. [14] elaboraram o *Scale Deck*, uma ferramenta computacional em Visual Basics for Application (VBA) no *software* Microsoft Excel para dimensionamento de lajes mistas compostas pela fôrma metálica Polydeck 59S em temperatura ambiente. Com isso, este trabalho visa incluir no programa computacional *Scale Deck* [14] uma rotina de cálculo para o dimensionamento das lajes mistas em situação de incêndio, indicando as taxas de armaduras positivas necessárias para a garantia da integridade do sistema estrutural, além de fornecer, adicionalmente, a tela anti-fissuração que deve ser usada para combater a fissuração do concreto por retração.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Dimensionamento das lajes mistas em situação de incêndio

Para o dimensionamento das lajes mistas em situação de incêndio, utilizou-se como base o anexo C da NBR 14323 [15], que apresenta método simplificado para os cálculos, considerando o elemento estrutural apoiado na direção perpendicular às nervuras e exposto ao incêndio padrão com o sentido de baixo para cima.

Em geral, a condição de segurança das estruturas é alcançada quando o esforço resistente de cálculo (R_d) é maior do que o esforço solicitante de cálculo (S_d), ou seja, durante o período em que o elemento estrutural ainda é capaz de manter sua capacidade portante diante das ações impostas a ele. Essa condição também deve ser atendida no caso de lajes mistas expostas a elevadas temperaturas. Com relação aos esforços solicitantes de cálculo para a situação de incêndio, deve-se considerar que a laje mista será exposta a cargas térmicas em um período curto de atuação, portanto, é preciso utilizar as combinações de ações últimas excepcionais de acordo com os procedimentos da NBR 8681 [16] para obter-se o valor desejado das ações para essa situação.

Para os esforços resistentes de cálculo, vale ressaltar que os componentes da laje mista (aço e concreto) ao serem expostos a elevadas temperaturas, têm suas propriedades mecânicas e térmicas modificadas, bem como sua capacidade resistente diminuída. Desse modo, considera-se que a laje apresenta capacidade portante durante o incêndio por um período estabelecido pelas normas brasileiras.

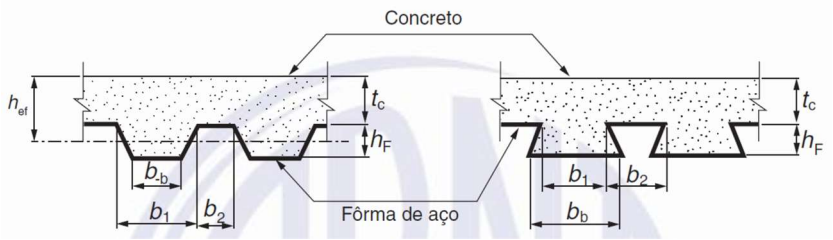
Esse período em que o elemento estrutural deve manter sua função é chamado de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) e pode ser determinado por meio do método tabular disponibilizado no anexo B da Instrução Técnica nº 08/2019 do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo [17], onde é necessário conhecer a ocupação/uso da edificação e sua altura. Outra maneira de determinar o TRRF é através do método do tempo equivalente, apresentado no anexo F da NBR 14323 [15], em que devem ser conhecidas algumas características da edificação e de seus dispositivos de prevenção ao incêndio.

Em seguida, é possível verificar se todos os critérios da norma estão sendo atendidos. Primeiramente, apenas pelo fato de a laje mista conter a fôrma de aço, o critério da estanqueidade já é atendido. Para o critério do isolamento térmico, a espessura efetiva da laje (h_{ef}), dada pela Equação 1, deve ser maior ou igual a espessura mínima da laje, que se dá em função do TRRF, como mostrada na Tabela 1.

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_f}{2}\left(\frac{b_1+b_b}{b_1+b_2}\right), para\ \frac{h_f}{t_c} \leq 1{,}5\ e\ t_c > 40mm$$
ou
$$h_{ef} = t_c + \left(1+0{,}75\frac{b_1+b_b}{b_1+b_2}\right), para\ \frac{h_f}{t_c} > 1{,}5\ e\ t_c > 40mm \quad (1)$$

Onde as dimensões t_c, h_F, b_1, b_b e b_2 são definidas de acordo com a Figura 3.

Figura 3 – Dimensões da seção transversal da laje mista



Fonte: NBR 14323 [13].

Tabela 1 - Espessura efetiva mínima da laje em função do TRRF

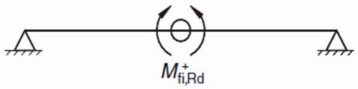
TRRF min	**Espessura efetiva mínima** h_{ef} mm
30	60
60	80
90	100
120	120
180	150

Fonte: NBR 14323 [13].

Caso o critério do isolamento térmico seja atendido, independentemente de a laje mista ter ou não armadura adicional, a resistência ao fogo do elemento estrutural pode ser considerada de no mínimo 30 minutos.

Além desses critérios, a capacidade resistente das lajes mistas em situação de incêndio pode ser definida por meio da análise plástica global, considerando os valores dos momentos fletores resistentes de cálculo positivo e negativo e os possíveis modos de colapso da laje. Esses modos dependem da armadura positiva dentro das nervuras e/ou da tela soldada no interior do concreto e devem respeitar algumas equações para que a laje não colapse nessa situação, como mostra a Tabela 2.

Tabela 2 – Modos de colapso e condições a serem atendidas pelas lajes mistas

Sistema estático e modo de colapso [a]		Condição necessária
Laje sem armadura negativa (colapso por rótula plástica sob momento positivo na seção central)		$M^{+}_{fi,Rd} \geq q_{fi,d}\frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq 8\frac{M^{+}_{fi,Rd}}{L^2}$
Laje com armadura negativa apenas em um apoio e armadura positiva		$M^{+}_{fi,Rd} + 0,45\,M_{fi,Rd} \geq q_{fi,d}\frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq \frac{\left(8\,M^{+}_{fi,Rd} + 3,6\,M^{-}_{fi,Rd}\right)}{L^2}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva		$M^{+}_{fi,Rd} + M^{-}_{fi,Rd} \geq q_{fi,d}\frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq \frac{8\left(M^{+}_{fi,Rd} + M^{-}_{fi,Rd}\right)}{L^2}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e sem armadura positiva		$M^{-}_{fi,Rd} \geq q_{fi,d}\frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq 8\frac{M^{-}_{fi,Rd}}{L^2}$
[a] O símbolo "O" indica rótula plástica.		

Fonte: NBR 14323 [15]

O momento fletor positivo resistente de cálculo ($M^{+}_{fi,Rd}$) corresponde ao momento de plastificação obtido através do diagrama de tensões na seção da laje totalmente plastificada, considerando uma largura de influência igual à tomada para a carga distribuída de cálculo. Para o cálculo desse parâmetro, é tomado como princípio o equilíbrio das forças, onde a resultante da tração das barras de armadura deve estar em equilíbrio com a resultante de compressão suportada pelo concreto. De maneira conservadora, as contribuições de forças proporcionadas pela fôrma de aço e pela tela soldada podem ser desprezadas. A partir dessa análise, é obtida a Equação 2 para o cálculo do $M^{+}_{fi,Rd}$.

$$M^{+}_{fi,Rd} = k_{s,\theta} f_{yk} A_s (h - u_{f3} - \tfrac{x_{fi}}{2}) \qquad (2)$$

Onde:

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço das armaduras em temperatura elevada relativo ao valor a temperatura ambiente;
f_{yk} é a resistência ao escoamento do aço do perfil à temperatura ambiente;
A_s é a área da armadura positiva;
h é a altura total da laje;
u_{f3} é a menor distância do eixo da barra da armadura em relação a base da forma de aço;

x_{fi} é a altura do concreto comprimido.

De forma análoga, o momento fletor negativo resistente de cálculo ($M^{-}_{fi,Rd}$) corresponde, também, ao momento de plastificação. Nesse caso, portanto, a força de tração advinda da tela soldada deve estar em equilíbrio com a força de compressão apresentada pelo concreto. Para manter-se a favor da segurança, as contribuições de forças do concreto tracionado, da fôrma de aço e da armadura positiva nas nervuras são desprezadas. A partir dessas informações, é possível chegar à Equação 3 para a obtenção do $M^{-}_{fi,Rd}$.

$$M^{-}_{fi,Rd} = A^{-}_{s}\, f_{yk}(h - y_1 - d_s - \tfrac{x_{fi}}{2}) \qquad (3)$$

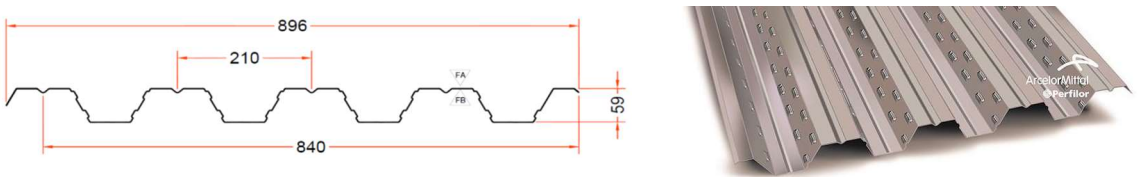
Onde:

f_{yk} é a resistência ao escoamento do aço do perfil à temperatura ambiente;
A^{-}_{s} é a área da tela anti-fissuração;
h é a altura total da laje;
y_1 é a altura da parte desconsiderada da seção reduzida da laje mista com temperatura superior à temperatura limite;
d_s é a distância do eixo da tela anti-fissuração ao topo da laje mista;
x_{fi} é a altura do concreto comprimido.

2.2 Fôrma metálica

O dimensionamento das lajes mistas tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio realizado pelo *software* desenvolvido adota como geometria para a fôrma de aço os valores apresentados pelo produto comercializado pela ArcelorMittal Perfilor, o Polydeck 59S [18], fabricado com altura nominal das nervuras igual a 59 mm e espessura que varia de 0,80 a 1,25 mm, conforme Figura 4. Além disso, para os outros parâmetros geométricos da fôrma metálica utilizados para o dimensionamento, mostrados na Figura 5 (a), e para o posicionamento das armaduras na nervura da laje, observado na Figura 5 (b), foram utilizadas as distâncias apresentadas na Tabela 3.

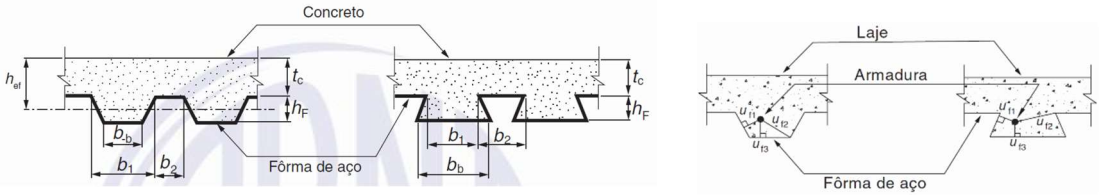
Figura 4 – Polydeck 59S: (a) geometria da fôrma de aço e (b) fôrma produzida pela ArcelorMittal Perfilor.



(a) (b)

Fonte: Adaptado de ArcelorMittal Perfilor [18].

Figura 5 – Parâmetros geométricos (a) do Polydeck 59S; (b) da posição das armaduras na nervura da fôrma.



(a) (b)

Fonte: Adaptado de NBR 14323 [15].

Tabela 3 – Quantificação dos parâmetros do Polydeck 59S e do posicionamento das armaduras nas nervuras.

h_F (mm)	59
t_c (mm)	61
b_1 (mm)	126
b_2 (mm)	84
b_b (mm)	61
u_{f1} (mm)	45
u_{f2} (mm)	35
u_{f3} (mm)	55

Fonte: O autor.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ferramenta computacional para dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio

3.2.1 Aplicabilidade do programa

O programa de Silva *et al*. [14] que já englobava as verificações necessárias para os estados-limites últimos para a laje mista em temperatura ambiente, agora contém a verificação dos estados limites-últimos de momento fletor resistente positivo de cálculo, de momento fletor resistente negativo de cálculo e dos modos de colapsos possíveis, apresentados anteriormente, para a situação de incêndio, utilizando a fôrmas de aço galvanizado Polydeck 59S, comercializada no Brasil pela ArcelorMittal [18].

Cabe acrescentar que para este trabalho o dimensionamento em situação de incêndio não foi baseado em ensaios experimentais, mas em métodos analíticos de cálculo da NBR 14323 [15]. Nesta pesquisa, o método considerado foi o simplificado e foram excluídos da análise estrutural em situação de incêndio os casos de edificações destinadas ao depósito de materiais explosivos e à central de comunicação e de energia. Ademais, para a armação nas nervuras da laje, foi considerada a adição de uma barra de armadura, com o diâmetro variando de 5 até 12,5 mm,

ou duas barras de mesmo diâmetro com as mesmas opções apresentadas para a barra única. Essa seleção foi feita com base nas armaduras mais usuais; dessa forma, o programa não dimensiona lajes que necessitam de mais do que duas barras de 12,5 mm de diâmetro nas nervuras.

Além disso, como citado anteriormente, o dimensionamento é realizado em temperatura ambiente e verificado em situação de incêndio com cargas uniformemente distribuídas na superfície da laje. Desse modo, o estado-limite de resistência à punção para carregamento concentrado não foi contemplado e deve ser verificado separadamente.

Por fim, a implementação computacional dos fluxogramas de cálculo foi realizada no ambiente Visual Basic for Application (VBA) do Microsoft Excel. Este *software* foi escolhido pela facilidade na elaboração da interface, na implementação dos códigos e na depuração dos erros. Adicionalmente, objetivou-se disponibilizar aos projetistas e à comunidade acadêmica um programa de fácil acesso e entendimento, que possa ser utilizado em qualquer computador, sem grandes requisitos de sistema.

3.2.1 Interface do programa

A partir dos dados de entrada inseridos pelo usuário, o programa avalia todos os estados-limites aplicáveis e retorna o resultado do dimensionamento da laje em temperatura ambiente. Em seguida, o *software* apresenta o resultado do dimensionamento da laje para a situação de incêndio. Complementarmente, o programa informa qual foi o TRRF utilizado, se a verificação ao isolamento térmico foi atendida, a quantidade e o diâmetro das barras de armadura que devem ser adicionadas às nervuras e qual malha anti-fissuração deve ser utilizada para combater a fissuração por retração do concreto.

Os dados de entrada do programa são:

- Em relação às ações: cargas permanentes (peso próprio de estruturas metálicas, peso próprio de estruturas pré-moldadas, peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados, peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco, peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos) e as ações variáveis (ação do vento e sobrecarga de uso e ocupação), dadas em kN/m². Adicionalmente, o usuário deve informar a natureza das ações consideradas, classificadas em estáticas ou dinâmicas fracas;
- Em relação às propriedades do concreto: a resistência característica à compressão (MPa);
- Em relação às propriedades do aço: a resistência característica ao escoamento à tração (MPa);
- Em relação às propriedades da fôrma: espessura da fôrma (mm);
- Em relação às propriedades da laje mista: a altura total da laje (cm), o vão da laje (mm), a quantidade de apoios e o modelo da tela de continuidade, caso a laje possua mais de dois apoios;
- Em relação à edificação: o uso/ocupação, a altura da edificação (m), a área de ventilação vertical (m^2), a área de ventilação horizontal (m^2), a altura do piso habitável mais elevado (m), a área de piso (m^2) e a altura do compartimento (m);

- Em relação ao projeto contra o incêndio: existência de chuveiros automáticos, existência de brigada de incêndios e existência de detecção automática.

Por fim, os dados de saída são:

(A) DIMENSIONAMENTO EM TEMPURATURA AMBIENTE:

- Em relação à verificação estrutural: o programa indica se a laje dimensionada atende aos critérios de dimensionamento e se necessita de escoramento. Ainda, informa a solicitação e a resistência para cada estado-limite e apresenta o valor da razão entre a solicitação e resistência, denominada índice de aproveitamento;
- Em relação à fissuração do concreto: a malha anti-fissuração necessária para configuração apresentada;
- Em relação ao efeito do empoçamento do concreto: o programa indica se, para a configuração apresentada, o empoçamento do concreto foi considerado no dimensionamento, incluindo uma camada extra de concreto com espessura igual a 70% do deslocamento máximo, caso este exceda $L_F/250$.

(B) VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:

- Em relação à verificação estrutural: o programa indica o TRRF calculado e se a laje dimensionada atende aos critérios de dimensionamento em situação de incêndio. Ainda, informa a solicitação e a resistência para cada estado-limite e apresenta o valor da razão entre os esforços solicitantes e resistentes de cálculo, denominada índice de aproveitamento;
- Em relação à armação: a malha anti-fissuração necessária para configuração apresentada e a quantidade e diâmetro das barras de armadura necessária para adicionar às nervuras;

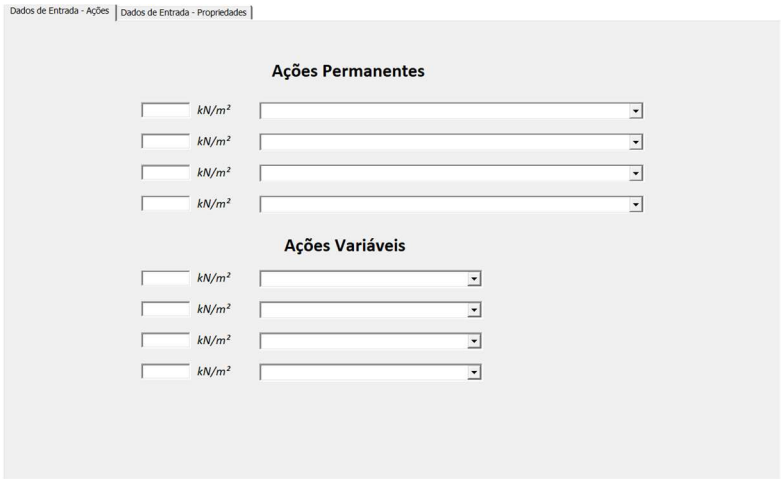
As interfaces do programa computacional desenvolvido são apresentadas nas Figuras 6, 7 e 8.

Figura 6 – Interface inicial do programa computacional *Scale Deck* [12].

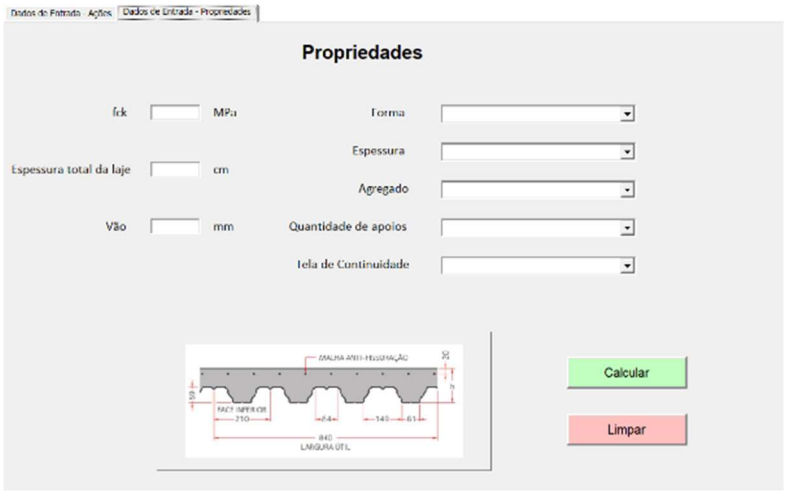


Fonte: O autor.

Figura 7 – Interfaces do programa: (a) ações; (b) dados de entrada para dimensionamento em temperatura ambiente; (c) resultados para o dimensionamento à temperatura ambiente.



(a)



(b)



(c)

Fonte: O autor.

Figura 8 – Interfaces do programa: (a) dados de entrada para dimensionamento em situação de incêndio; (b) resultados para o dimensionamento em situação de incêndio.



(a)



(b)

Fonte: O autor.

3.2 Validação da ferramenta computacional

Para a validação do programa computacional desenvolvido, comparou-se os cálculos de um exemplo específico de dimensionamento de laje mista biapoiada em situação de incêndio de Favarato [19] com os resultados obtidos pelo programa computacional desenvolvido. No exemplo, foi considerado um edifício comercial, com espessura total da laje de 12 cm, com um vão de 1,91 m, submetida aos carregamentos de peso próprio do concreto e da fôrma de aço, do revestimento do piso e da sobrecarga de utilização. Nos dois casos, o dimensionamento foi feito como descrito no item 2 deste artigo e a Tabela 4 mostra a comparação dos valores finais calculados.

Tabela 4 – Comparação entre os resultados obtidos pelo programa computacional e os resultados de um exemplo específico.

	Valor calculado pelo programa (V_{PROG})	Valor de cálculo para validação (V_{CALC})	V_{PROG}/V_{CALC}
TRRF (min)	60	60	1
θ_s (ºC)	339,45	339,48	0,9999
$k_{s,\theta}$	1	1	1
x_{fi} (cm)	1,133	1,133	1
$N_{s,\theta}$ (kN/m)	39,27	39,50	0,9942
θ_c (ºC)	324,48	324,40	1,0002
$k_{c,\theta}$	0,83	0,83	1
$N_{c,\theta}$ (kN/m)	39,27	39,49	0,9944
M+fi,Rd (kNm/m)	233,02	234,37	0,9942
Área de aço (cm²/m)	0,79 (1ø10mm)	0,79 (1ø10mm)	1
θ_{lim} (ºC)	510,64	511,32	0,9987
x_{fi} (cm)	0,50006	0,50006	1
$N_{s,\theta}^{-}$ (kN/m)	23,5	23,5	1
M-fi,Rd (kNm/m)	205,83	205,84	1
Tela (cm²/m)	0,47 (Q47)	0,47 (Q47)	1

Fonte: O autor.

Onde:

θ_s é a temperatura da armadura;
$N_{s,\theta}$ é força de tração proporcionada pela armadura em temperatura elevada;
θ_c é a temperatura do concreto;
$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência característica à compressão do concreto em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente;

$N_{c,\theta}$ é a força de compressão do concreto em temperatura elevada;
θ_{lim} é a temperatura limite que delimita a capacidade do concreto em resistir aos esforços em temperatura elevada;
$N_{s,\theta}^{-}$ é a força de tração proporcionada pela armadura negativa.

De acordo com os resultados apresentados acima, observa-se boa acurácia entre os valores calculados pelo programa computacional desenvolvido quando comparado ao exemplo de validação, uma vez que a razão entre os valores foi muito próxima de 1 em todos os casos, o que indica a eficácia do programa e a sua capacidade de dimensionar lajes mistas em situação de incêndio de maneira segura, conforme os padrões normativos.

4 CONCLUSÃO

Neste artigo, foi desenvolvida uma ferramenta para um programa computacional já existente para o dimensionamento de lajes mistas em temperatura ambiente, denominada *Scale Deck* [14], para abranger também o cálculo do dimensionamento em situação de incêndio de acordo com as normas brasileiras e instruções técnicas aplicáveis. As verificações de cálculo foram feitas com base método simplificado apresentado no anexo C da NBR 14323 [15] e da Instrução Técnica nº 08/2019 do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo [17].

A ferramenta computacional permite que o usuário escolha quais os dados de entrada serão usados para a verificação, não se limitando aos valores já tabelados em literatura. Além disso, o programa diferencia as cargas permanentes das cargas variáveis de sobrecarga, ponderando-as com os respectivos coeficientes, gerando um dimensionamento mais preciso e econômico.

Ademais, é importante ressaltar que não existem *softwares* para cálculo e dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio no mercado brasileiro. Esse fato faz com que a ferramenta seja uma inovação para o mercado, contribuindo para o aperfeiçoamento das técnicas de dimensionamento atuais e possibilitando uma opção mais rápida e eficiente aos catálogos comerciais utilizados atualmente.

A adição da verificação em situação de incêndio ao programa computacional *Scale Deck* [14] foi validada a partir de um exemplo numérico da literatura. Assim, pode-se atestar a praticidade, segurança, eficiência e especificidade nos cálculos de dimensionamento de lajes mistas. Por fim, vale pontuar que esta ferramenta foi produzida para facilitar e contribuir com o trabalho dos projetistas estruturais e a comunidade acadêmica.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal do Espírito Santo, à ArcelorMittal Tubarão e à ArcelorMittal Perfilor pelo suporte concedido para execução e conclusão deste projeto.

REFERÊNCIAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8880:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

2. FAKURY, R.; SILVA, A.; CALDAS, R. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto.** 1. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

3. SALOMÃO, P. E. A; SANTOS, A. A; LORENTZ, L. P. A; PAULA, L. T. G. **Sistema misto Steel deck e suas aplicações na construção civil**. Research, Society and Development, Brasil, v.8, 2019. Disponível em: https://rsd.unifei.edu.br/index.php/rsd/article/view/1364. Acesso em: 07 jul. 2023.

4. Cichinelli, Gisele. **Sistema misto que dispensa parcial ou totalmente o escoramento, o steel deck agiliza a execução e reduz custos**. Revista Téchne, v. 179: Editora Pini, 2011.

5. BRUSHLINSKY, N. N.; HALL, J. R.; SOKOLOV, S. V.; WAGNER, P. **World Fire Statistics.** Report nº 17. Rússia: Center of Fire Statistics of CTIF (International Association of Fire and Rescue Services), 2012. Disponível em: http://www.ctif.org/sites/default/files/ctif_report17_world_fire_statistics_2012.pdf. Acesso em: 15 mar. 2023.

6. SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; DA SILVA, S. B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V. P. **A segurança contra incêndios no Brasil.** 1. ed. São Paulo: Projeto Editora, 2008.

7. CORDEIRO, Leila Cristina Santos. **Sobre as lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 2014. 262 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

8. SANTOS, Daniel Bomfim Rocha dos. **Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 2014. 243 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

9. SILVA, F. B.; BOLINA, F. L. **Análise numérico-computacional de lajes mistas de aço e concreto (steel deck) em situação de incêndio**. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 10, 2018, Rio de Janeiro. **Proceedings [...].** Rio de Janeiro: 2018. Disponível em: http://www.abpe.org.br/trabalhos2018/102.pdf. Acesso em: 29 abr. 2023.

10. BOLINA, Fabrício Longhi. **Análise do efeito da continuidade de lajes mistas com chapa de aço colaborante em situação de incêndio**. 2021. 343 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Segurança Ao Incêndio, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2021.

11. SOUSA, Paulo Fernando Silva. **Lajes mistas com fôrma de aço incorporada em situação de incêndio - análises experimental e numérica**. 2018. 80 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

12. **H60 CALCULATOR**. Braga, Portugal: O FELIZ Metalomecânica, 2015. Disponível em: http://www.ofeliz.pt/pt/content/h60-calculator. Acesso em: 15 mar. 2023.

13. **COFRA 5: Design software for composite floors.** Europa: ArcelorMittal Europa. Disponível em: https://construction.arcelormittal.com/cofra5/. Acesso em: 15 mar. 2023.

14. SILVA, C. M.; MARTINS, M. B.; FAVARATO, L. F.; BARROS, B.; CALENZANI, A. F. G.. **Desenvolvimento de programa computacional para dimensionamento de lajes mistas**. In: XIII Congresso de Construção Metálica e Mista, 2021. Anais do XIII Congresso de Construção Metálica e Mista, 2021.

15. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

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

17. CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Instrução Técnica 08/19 – Segurança estrutural contra incêndio**. São Paulo, 2019.

18. ARCELORMITTAL PERFILOR. **Polydeck 59S - Forma-laje "Steel Deck"**. Disponível em: https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/polydeck-59s. Acesso em: 18 mar. 2023.

19. FAVARATO, L. F. **Projeto, detalhamento e execução de lajes mistas de aço e concreto:** Aula 3 - Dimensionamento em situação de incêndio (notas de aula). ENGEDUCA, São Paulo, 2022.

Tema: Proteção das estruturas: corrosão e incêndio

REVISÃO DAS TECNOLOGIAS INTUMESCENTES DE PROTEÇÃO PASSIVA CONTRA FOGO CELULOSICO

Evandro Rivera Martin[1]

Resumo

Por muito tempo se simplificou o uso de tecnologias de proteção passiva contrafogo celulósico (PFP), levando a uma descrença na qualidade destas tecnologias e sua função que no final das contas é proteger vidas, mantendo a integridade estruturas de construções em aço por tempo suficiente em um incêndio para permitir a fuga. Esta simplificação no emprego destas tecnologias levou muitas obras a sofrerem falhas prematuras, o que gerou prejuízos muitas vezes nas casas dos milhões. Existem várias tecnologias de revestimento de proteção passiva que podem ser empregados na proteção de estruturas em aço, porém iremos abordar aqui somente as tecnologias intumescentes. Existem poucas tecnologias intumescentes quando se olha para o tipo de produto/resina, porém cada uma destas tecnologias tem a sua função e resistência muito claras, o que nos permite identificar onde cada uma delas pode ser empregada com segurança. O propósito deste trabalho é proporcionar a você, leitor, uma visão atualizada das tecnologias de revestimentos disponíveis no mercado para proteção contrafogo com o objetivo de gerar um entendimento sobre a aplicabilidade de cada uma delas e sobre como cada uma destas tecnologias deve ser empregada nas obras

Palavras-chave: Proteção Contrafogo; PFP; Proteção Passiva; Intumescente.

INTUMESCENT PASSIVE FIRE PROTECTION TECHNOLOGIES REVIEW FOR CELLULOSIC FIRE

Abstract

For a long time, the use of passive cellulosic fire protection (PFP) technologies has been oversimplified, leading to a disbelief in the quality of these technologies and their function, which in the end is to protect lives, maintaining the integrity of steel construction structures for long enough in a fire to allow escape. This simplification in the use of these technologies led many steel protected buildings to suffer premature failures, which generated losses in the case of millions. There are several passive fire protection technologies that can be used to protect steel structures, but we will only address intumescent technologies here.

There are few intumescent technologies when looking at the type of product/resin, but each of these technologies has its very clear function and resistance, which allows us to identify where each of them can be safely used. The purpose of this study is to provide you, the reader, with an up-to-date view of the coating technologies available on the market for fire protection in order to generate an understanding of the applicability of each one of them, generate an understanding of how each of these technologies should be employed in the projects in general.

Keywords: Fire Protection; PFP; Passive Fire Protection; Intumescent.

[1] Engenheiro Químico, Supervisor de Projetos, Departamento Desenvolvimento de Mercado, Jotun Brasil

1 INTRODUÇÃO

Este artigo tem como objetivo explicar as tecnologias de proteção passiva intumescente contrafogo celulósico atualmente utilizadas no Brasil e demonstrar os cuidados e riscos que envolvem a proteção passiva contra fogo celulósico.

O objetivo deste estudo é proporcionar a você, leitor, uma visão atualizada das tecnologias de revestimento disponíveis no mercado para proteção contra incêndios a fim de gerar um entendimento sobre a aplicabilidade de cada uma delas e gerar um entendimento de como cada uma dessas tecnologias deve ser usado, prevenindo falhas prematuras e riscos desnecessários.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para avaliação dos revestimentos foram utilizadas normas específicas da área de proteção contrafogo celulósico como EN 16623, BS 476-21, ISO 12944, *Yellow Book, 5th Edition – Fire Protection for Structural Steel in Buildings*, BS EN 1993-1-2:2005 - *Eurocode 3 Part 1 & 2 – Design of Steel Structures International Building Code 2015* e algumas outras para que avaliações e conclusões pudessem ser elaboradas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O principal objetivo da proteção passiva e reativa contra incêndio é reduzir e retardar a taxa de transferência de calor para aumentar o tempo disponível para evacuação, mantendo a integridade estrutural dos edifícios para fuga, resgate e combate a incêndios.

Existem dois tipos de fogo: fogo celulósico e fogo de hidrocarbonetos. As tecnologias são desenvolvidas especificamente para cada tipo de incêndio. O que os diferencia é o tempo que levam para atingir sua temperatura máxima e, consequentemente, a velocidade de transferência de calor para o aço sob teste. Para isso existem normas para cada tipo de incêndio. A Figura 1 mostra as diferenças entre os tipos de incêndio.

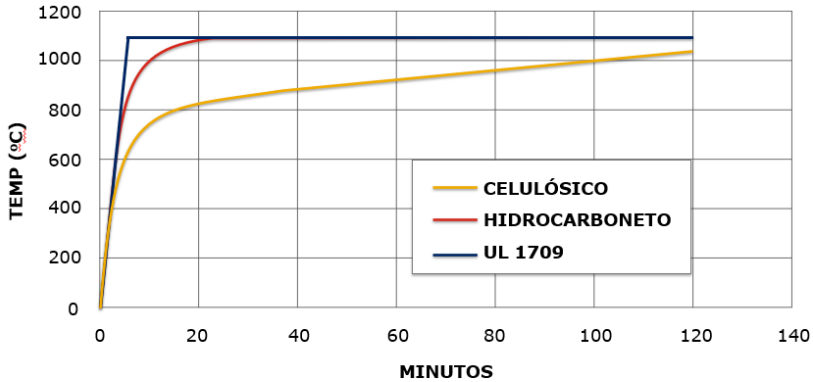


Figura 1 – Curva de aquecimento para aprovação de revestimentos por tipo de fogo

3.1 Informação sobre o Aço Carbono

Com o aumento da temperatura, o aço carbono perderá sua resistência mecânica e rigidez. O

aço carbono perde aproximadamente 50% de sua resistência mecânica quando atinge uma temperatura em torno de 550°C. Estas temperaturas são muitas vezes referidas como o limite de temperatura crítica ou limite de temperatura do aço.

Os engenheiros de projeto geralmente são responsáveis por definir o limite de temperatura crítica para um componente estrutural, mas geralmente e mais comum é seguir o padrão BS 476 onde a temperatura padrão para colunas carregadas é de 550°C e para vigas totalmente carregadas é de 620°C.

Basicamente, se um trecho ou membro não estiver totalmente carregado, as estruturas podem ser expostas a temperaturas mais elevadas sem risco de colapso, o que resulta na aplicação de revestimentos intumescentes de menor espessura. As tabelas de cobertura permitem isso, mas o engenheiro de projeto precisa fornecer a temperatura limite para cada viga e coluna da estrutura. Essa é uma análise muito crítica e precisa ser muito bem avaliada e por isso é muito mais simples seguir as temperaturas já definidas pela BS 476.

Para proteger o aço carbono é necessário fornecer uma proteção contrafogo adequada ao ambiente em que este material será exposto, caso seja utilizado o produto errado pode haver uma falha prematura do revestimento, comprometendo a proteção contra incêndio.

3.2 Problemas com o uso de Tecnologia Inadequada

Durante muito tempo, foram utilizados apenas revestimentos acrílicos de proteção passiva contrafogo celulósico. O mais utilizado é o acrílico à base de água, seja por motivos de *green building* como LEED e vários outros no mundo ou simplesmente porque esse revestimento requer menos espessura para proteção do aço carbono quando comparado ao acrílico à base de solvente, epóxi e outros.

O uso do acrílico à base de solvente, supostamente resistente à umidade, acabou sendo utilizado para estruturas expostas às intempéries (expostas ao sol e à chuva).

Acontece que o polifosfato de amônia, um dos componentes responsáveis pela reação que leva à intumescência do revestimento, é sensível à umidade e higroscópico, por isso absorve essa umidade e acaba causando bolhas quando esse revestimento é exposto à umidade.

Este fato causou muitos transtornos levando muitas empresas que preferem construir suas edificações em aço a quase desistirem de projetar edificações em aço carbono. Os prejuízos em obras simples podem chegar à casa dos milhões de reais.



Figura 2 – Exemplo de revestimento acrílico exposto ao intemperismo

3.3 Seleção do Revestimento mais Adequado

É importante ter em mente que cada tipo de ambiente requer um tipo específico de revestimento intumescente.

Os revestimentos acrílicos à base de água são adequados apenas para ambientes internos até a corrosividade ISO 12944-2 C3, os revestimentos acrílicos à base de solvente também são indicados apenas para ambientes internos até C4, máximo com exposição parcial não sob áreas de chuva, e ambos os revestimentos precisam de uma tinta de acabamento para protegê-los da umidade. Recomenda-se mantê-los inacabados somente em ambiente C1 conforme 12944-2.

Ao pensar na aplicação em ambientes externos ou que eventualmente possam estar em contato com umidade frequente e/ou permanente é preciso pensar nos revestimentos epóxi, que são os únicos que resistem à umidade exposta e exposição a névoa salina (áreas de revestimento), classificação C5 da ISO 12944-2. Esses revestimentos, mesmo sem acabamento, mantêm seu desempenho anticorrosivo e intumescente para proteger contra o fogo.

Existem alguns produtos de tecnologia intermediária entre acrílicos e epóxi, geralmente denominados pelo mercado como híbridos. Essas tecnologias têm um pouco mais de resistência à umidade quando comparadas às tecnologias acrílicas, mas não resistem se expostas por períodos prolongados. Mesmo com um acabamento para adicionar proteção extra não irá perdurar por muitos anos em um ambiente C5 e é preciso lembrar que o acabamento é uma película fina de 50 a 100 micrômetros, onde qualquer dano que sofrer, irá expor a tinta intumescente que falhará.

Essas tecnologias híbridas foram desenvolvidas para melhorar a capacidade dos fabricantes de estruturas metálicas de aplicar revestimento intumescente e transportar sem causar danos

excessivos aos revestimentos durante o transporte, armazenamento e construção, pois com a tecnologia acrílica muitas obras sofreram com chuva e umidade durante essas etapas levando a danos que atingiram até 70% da área revestida.

A proteção contra incêndio de uma edificação precisa ser encarada como um projeto específico. Para definir a tecnologia de proteção passiva contra incêndio adequada é necessário avaliar a logística do projeto. Se a aplicação for feita no fabricante de aço ou após a construção da estrutura no local, a localização final da estrutura, o ambiente do fabricante de aço, etc.

Veja na figura 3 abaixo imagens que demonstram a classificação genérica de ambientes segundo a ISO 12944-2. Em geral, classificamos a corrosividade do ambiente por esta classificação genérica da ISO 12944-2 por ser mais simples e prático no dia a dia, mas é possível analisar o ambiente de forma mais técnica, porém requer mais tempo e investimento, pois é necessário contratar um laboratório para fazer medições de contaminação atmosférica, qualificá-la, quantificá-la e medir a perda de massa causada pela corrosão em corpos de prova expostos pelo período de um ano. Esses detalhes, informações e valores podem ser encontrados na ISO 12944-2 tabela 1 do item 5.1.2.





Figura 3 – Classificação dos ambientes conforme ISO 12944-2

3.4 Importância do Primer e Acabamento

Outro cuidado muito importante em uma obra com proteção contra incêndio com revestimentos intumescentes é o primer a ser aplicado. Os primers precisam ser pré-aprovados para uma tinta intumescente, afinal primers a base de resina epóxi normalmente só resistem a 120°C, conforme exemplificado na Figura 4 abaixo. Em situação de incêndio apesar da proteção contra incêndio com revestimento intumescente a temperatura do aço chegará a mais de 500°C com o tempo, então há um risco muito alto do primer não resistir a essa temperatura alta, mas trabalhar com primers adequados e dentro da faixa de espessura testada, em torno de 150 micrômetros no máximo, o sistema de pintura estará seguro.


Boletim Técnico
Penguard Express

JOTUN
Jotun Protects Property

Tempo de indução e Pot Life

Temperatura da tinta	23 °C
Pot life	2 h

Resistência ao calor

	Temperatura	
	Contínuo	Pico
Seco, atmosférico	120 °C	140 °C

A duração do pico de temperatura deve ser até no máximo 1 hora.

As temperaturas listadas estão relacionadas à retenção das propriedades protetoras. As propriedades estéticas podem sofrer variações nessas temperaturas.

Figura 4 – Ficha técnica de um primer epóxi.

Outro ponto importante é o acabamento que é obrigatório usar apenas revestimentos de acabamento aprovados em teste de fogo, porque apesar da crença de que as chamas do fogo vão queimar o acabamento antes que a tinta intumescente se expanda efetivamente, isso não é verdade, pois o revestimento intumesce muito antes das chamas atingirem sua superfície, os revestimentos intumescentes começam a reagir a partir de 200°C, dependendo da tecnologia.

Quando um acabamento não aprovado é aplicado sobre o revestimento intumescente, há uma chance de que ele fique aderido fortemente à tinta intumescente que, à medida que a tinta intumesce, começa a rachar e degradar, expondo o aço que inevitavelmente atingirá temperaturas acima de 550°C e poderá ocasionar um colapso assim que perder sua resistência mecânica.

Essa situação é ilustrada na Figura 5, na qual um acabamento não aprovado é aplicado sobre uma tinta intumescente causando seu desplacamento durante um teste de fogo.



Figura 5 – Exemplo de revestimentos de acabamento exposto ao teste de fogo

Em função disso o correto seria fornecedores, projetistas, engenharia, etc. trabalharem somente com revestimentos testados e aprovadas por fornecedores de tintas intumescentes. O cuidado mais importante a ser tomado é com o acabamento. É obrigatório trabalhar apenas com acabamento aprovado em teste de fogo.

Além disso, os sistemas de pintura precisam passar por testes que comprovem seu desempenho na corrosividade dos ambientes conforme ISO 12944-6, principalmente quando a estrutura estiver em ambiente de alta corrosividade como C4 e C5.

Sabendo da criticidade e riscos que envolvem esta tecnologia, e que não estamos falando apenas de uma simples pintura, estamos falando de proteção à vida, principalmente, e sabendo que já existem testes específicos mais representativos e que comprovam a eficácia do sistema de pintura de proteção passiva contra incêndio. É necessário e aconselhável solicitar esses novos padrões de teste.

A norma EM 13381-16623, além de determinar os testes a serem realizados, exige que o sistema de pintura não apresente mais de 15% de diferença de desempenho em relação ao valor original (entre a demão intumescente sozinha com primer x demão intumescente com primer e acabamento). As cartas de cobertura são preparadas sem o acabamento que certamente afeta o desempenho, e após os testes de corrosividade, o desempenho também cai, o que simula a resistência do revestimento ao longo de sua vida útil.

3.5 Dimensionamento da Espessura

Para o correto dimensionamento da proteção contra incêndio, é necessário o cálculo do fator de forma, ou fator de massividade das estruturas, tanto para vigas, pilares e estruturas secundárias quando aplicável. É um cálculo simples que considera o período de aquecimento dividido pela área em corte, o que nos leva a um valor que chamamos de Hp/A, sendo Hp o perímetro aquecido que é a medida contínua dos lados expostos ao calor e A que é a área transversal da seção de aço.

De posse do Hp/A verifica-se a espessura necessária para proteção contra incêndio de acordo com o tempo de proteção exigido na carta de cobertura do produto que é elaborada pela certificadora com base em testes de fogo.

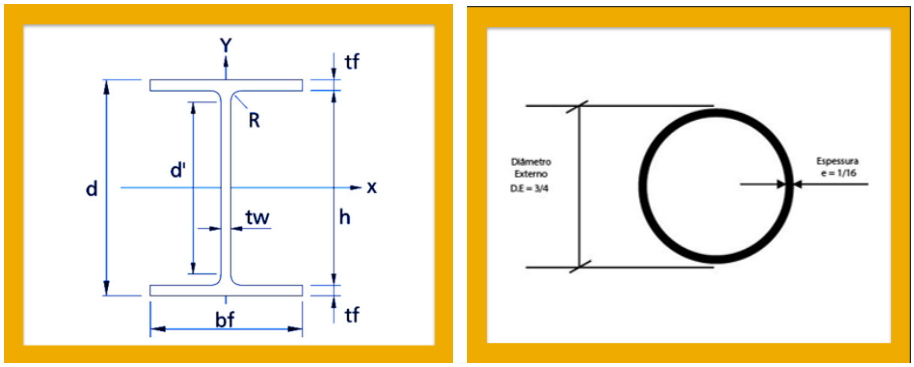


Figura 6 – Cálculo do Hp/A ou fator de fórmula ou fator de massividade

É importante observar que os valores de Hp/A já são normalmente fornecidos pelos fornecedores de perfis de aço do mercado. Normalmente, esses fornecedores possuem tabelas com Hp/A calculado para 3 e 4 lados, e Hp/A considerando o efeito caixa que é utilizado quando se trabalha com placas corta-fogo, encapsulando em uma caixa os elementos estruturais.

Também é importante observar que o fator de massividade varia em função do número de lados expostos ao fogo, o Hp/A deve considerar no cálculo do Hp apenas o perímetro exposto ao fogo. Por exemplo, em vigas com decks sobre ela, considera-se 3 faces expostas ao fogo, o mesmo acontece em um pilar na esquina de duas paredes com blocos de alvenaria ou concreto cobrindo 2 faces, então neste cenário apenas 2 faces estão expostas ao fogo.

4 CONCLUSÃO

Embora a proteção passiva contra incêndio com revestimentos intumescentes esteja presente em nosso país, esse mercado ainda carece de conhecimento sobre essa tecnologia.

A falta de conhecimento sobre esta tecnologia levou a muitas falhas de projeto e aplicação, resultando em grande prejuízo para os proprietários. Sabe-se de vários casos em que o prejuízo direto ultrapassou R$ 1 milhão de reais. O prejuízo pode ser ainda maior se tivermos casos de edificações cujas obras de manutenção levaram à perda de lucros e podemos ter risco de desabamento também em caso de incêndio, perda de vidas, etc.

A tecnologia é segura, adequada e embeleza construções de aço, mas precisa ser dimensionada com precisão, conforme normas especificadas e sistemas de pintura efetivamente testados e aplicados com critério e obedecendo todas as recomendações do fabricante.

A proteção passiva contra incêndio deve ser vista não como uma simples pintura, mas como um projeto específico. Cada projeto é único e deve ser bem compreendido para uma correta escolha do revestimento.

Agradecimentos

Este trabalho é fruto da colaboração de vários especialistas em proteção contra incêndio que trabalham na Jotun, tendo sofrido ajustes de imagens, linguagem e configurações gerais com apoio técnico da área de marketing.

REFERÊNCIAS

1. ISO 12944-2:2017 - *International Organization for Standardization – Paints and Varnishes – Corrosion Protection of Steel Structures by Protective Paint Systems-Part 2: Classification of Environments*. *United Kingdom: BSI, 2017*
2. ISO 12944-6:2018 - *International Organization for Standardization – Paints and Varnishes – Corrosion Protection of Steel Structures by Protective Paint Systems-Part 6: Laboratory performance test methods. United Kingdom: BSI, 2017*
3. *EN 13381:2015 - Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members Applied protection to concrete members. United Kingdom: BSI, 2015*
4. BS 476-21:1987 *Fire tests on building materials and structures. Methods for determination of the fire resistance of loadbearing elements of construction. United Kingdom: BSI, 1987*
5. BS EN 16623:2015 *Paints and varnishes — Reactive coatings for fire protection of metallic substrates — Definitions, requirements, characteristics and marking. United Kingdom: BSI, 2015*
6. *Yellow Book, 5th Edition – Fire Protection for Structural Steel in Buildings. United Kingdom: ASFP, 2014*
7. BS EN 1993-1-2:2005 - *Eurocode 3 Part 1 & 2 – Design of Steel Structures International Building Code. United Kingdom: BSI, 2005*
8. NFPA 5000, 2015 – *Building Construction and Safety Code. Massachusetts, USA: NFPA, 2015*

Tema: Proteção das estruturas: Corrosão e incêndio

PINTURAS INTUMESCENTES versus ARGAMASSA PROJETADA JATEADA: ANÁLISE DE DESEMPENHO EM ESTRUTURAS METÁLICAS

Chrysthyan Rhayhan Souza de Oliveira[1]
Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira[2]

Resumo

A pesquisa vem com o intuito de apresentar a tecnologia das proteções passivas, com foco na Pintura Intumescente e na Argamassa Projetada Jateada, e suas vantagens no campo de aprimoramento das estruturas metálicas em situações de incêndio. Foram utilizadas 3 classificações de perfis metálicos (Cantoneira, I e U) revestidos com os materiais propostos e realizados ensaios em que cada perfil foi simultaneamente submetido a uma carga axial de compressão e a ação do fogo provinda de maçarico, buscando simular uma situação de incêndio. Analisou-se o resguardo estrutural de cada tipo de material em relação aos perfis sem nenhum tipo de proteção, sendo medido até qual valor de carga e em qual intervalo de tempo os corpos de prova resistiram antes de ocorrer o fenômeno da flambagem, além da temperatura máxima alcançada, que foi aferida por meio de termômetro industrial e termopares vinculados a data loggers. Concluiu-se que os perfis em que se utilizou os materiais de proteção térmica resistiram a cargas maiores do que os corpos de prova sem proteção, e além disso, que os perfis revestidos com argamassa projetada foram mais resistentes do que os com a tinta intumescente, em função de possibilitar maior TRRF.

Palavras-chave: Argamassa Projetada Jateada; Pintura Intumescente; Proteção Passiva.

INTUMESCENT COATING versus PROJECTED MORTAR: PERFORMANCE ANALYSIS IN STEEL STRUCTURES

Abstract

The research comes with the objective to presenting the technology of passive fire protection, with focus in intumescent coating and projected mortar, and their advantages in steel structures in fire situation. The experiments had happened in 3 structural steel parts (Angles, Joists and Channels), coated with the proposed materials and which were simultaneosly submitted the action of a torch fire and to axial compression stress, trying to simulate a fire situation. The structural protection of each type of material was analyzed comparising with the uncoated profiles, being measured up to which value of load and in which time interval the specimens resisted before the phenomenon of buckling occurs, in addition to the maximum temperature reached, which was measured using an industrial thermometer and thermocouples linked to data loggers. It was concluded that the profiles in which the thermal protection materials were used resisted greater loads than the unprotected specimens, and in addition the profiles coated with projected mortar were more resistant than those with the intumescent coating because they allow greater TRRF.

Keywords: Projected Mortar; Intumescent Coating; Passive Fire Protection.

[1] Engenheiro Civil, Mestrando em Estruturas pelo PGECIV – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Mestre, Professor do Departamento de Engenharia Civil – DEC, Universidade Estadual do Maranhão, São Luís – MA, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

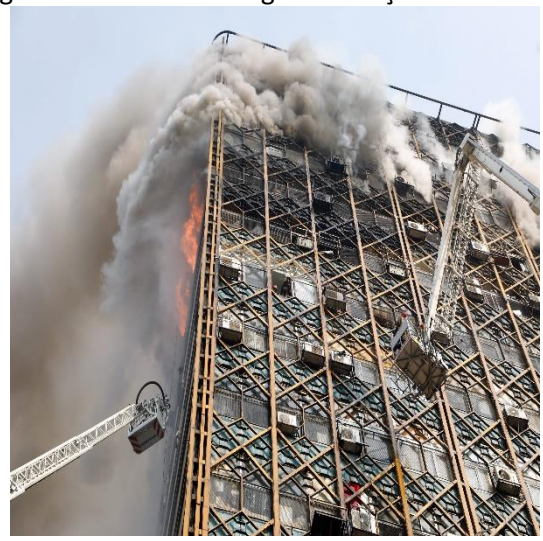
1.1 Propriedades do aço sob ação do fogo

É notório que cada vez mais as estruturas metálicas estão presentes nos canteiros de obras das construções brasileiras, seguindo uma tendência internacional que já é antiga, em função das diversas vantagens que esse elemento estrutural possui. Contudo, ainda existem profissionais da área que tem certo receio em utilizar o material, em função de sua teórica fragilidade quanto exposto a altas temperaturas, o que dificulta a implantação de maneira mais ampla nas obras.

Quando o fogo entra em contato com o aço, ocorrem diversas reações que alteram propriedades mecânicas e térmicas do material, que influenciam em diversos ponto de atuação. Martins [1] afirma que uma dessas reações é a degeneração de características físicas e químicas, que causam a redução de rigidez e de resistência, onde essa manifestação é prevista na NBR 14323 [2] em fatores de redução tanto para o limite de escoamento quanto para o módulo de elasticidade. Outros fatores importantes apresentados pela norma são o alongamento que ocorre no material quando exposto a temperaturas elevadas e sua condutividade térmica.

Em função dessas problemáticas, as estruturas devem estar preparadas para estarem submetidas a incêndios, e quando não estão, geram tragédias. Pode-se citar um exemplo recente, como o Plasco Building, no Irã, em que segundo o El País [3] o edifício estruturado em aço colapsou em função da ausência de sistemas de proteção contra o fogo, além da problemática de armazenamento de grandes quantidades de tecidos em caixas espalhadas pelas escadas de incêndio, o que facilitou a propagação do fogo, que durou aproximadamente quatro horas [4].

Figura 1 - Plasco Building em situação de incêndio



Fonte: NBC News (2017)

1.2 Segurança contra incêndio nas edificações

Em condições normais, considera-se uma estrutura segura quando a mesma tem a capacidade de resistir aos esforços advindos dos carregamentos presentes, além de ações externas, como a do vento. Contudo, no caso de uma estrutura estar submetida à ação de um incêndio, ou seja, um caso excepcional, ela é considerada segura quando tem capacidade resistente suficiente aos

esforços solicitantes em altas temperaturas, independentemente de ter ou não alguma medida protetiva contra o incêndio.

Vargas e Silva [5] afirmam que ao ocorrer um incêndio numa edificação, são aceitáveis plastificações e ruínas localizadas que não determinem colapso além do local. Nesse caso, depois de um incêndio, a estrutura só pode ser reutilizada após uma verificação, em que para casos pequenos e isolados, provavelmente não será necessária intervenção, enquanto que para casos mais extremos, é preciso realizar um processo de recuperação, realizando um projeto que permita que a edificação se enquadre novamente nos estados limites últimos e de serviço que a NBR 8800 [6] aborda. Dito isso, observa-se que o foco da segurança contra incêndio das edificações é diretamente relacionado as condições que os perfis estruturais e de compartimentos, que são a base de sustentação da construção, irão manter quando o fogo atuar sobre as mesmas, tendendo a reduzir sua capacidade resistente e ocorrência de acréscimos de esforços. Sobre esse tema, Bernardes [7] afirma que os elementos estruturais e de compartimentação devem manter sua estabilidade e resistência ao fogo por um tempo suficiente para possibilitar a fuga dos ocupantes do edifício, a segurança de operações de combate ao incêndio e a proteção do próprio edifício e das edificações em seu entorno.

Percebe-se com essa afirmação que o tempo é um dos pontos vitais numa situação de incêndio, uma vez que a vida das pessoas que estão na edificação é a prioridade, e por isso é necessário que se tenha uma estrutura que esteja preparada para suportar o fogo, e caso venha a colapsar, que seja apenas após a evacuação total da mesma, sendo esse processo conhecido como segurança estrutural visando a proteção à vida. Caso também esteja se tratando da segurança estrutural para proteção patrimonial, o objetivo é elaborar uma estrutura que não colapse devido a ação do incêndio, sendo necessário apenas os reforços para os estados limites já citados. Outro ponto vital é a temperatura atingida, em que Vargas e Silva [5] afirmam que a temperatura crítica é a que causa o colapso de um elemento estrutural em situação de incêndio. Contudo, é rotineiro observar em normas e códigos, tanto nacionais quanto internacionais, a exigência de segurança baseada no parâmetro tempo associado a curva-padrão utilizada pela instituição, e não segurança à temperatura. Esse tempo é conhecido com Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), em que a NBR 14432 [8] define como sendo o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. Seito *et al* [9] afirma que esse tempo é fictício, e que associada as curvas de incêndio-padrão preconizadas nas normas possibilitam obter a máxima temperatura no elemento de aço no incêndio real.

Esse tempo requerido varia entre edificações e depende de alguns fatores, em que Bernardes [7] cita como possíveis variáveis o tipo de edifício e ocupação a qual se destinará, a carga de incêndio específica do seu conteúdo, a área total do edifício e área de cada pavimento, a altura do edifício e sua compartimentação, além de sua taxa de ocupação. A NBR 14432 [8] utiliza o método tabular para indicar esse dado, com TRRF possíveis de 30, 60, 90 e 120 minutos, em que quanto mais o grau de periculosidade à vida humana é explicitado, devido a ocupação e altura do edifício, a exigência ao tempo requerido de resistência ao fogo aumenta. Obviamente, para estruturas mais simples (área reduzida, ou apenas um pavimento), a norma indica que não é necessária a verificação em situação de incêndio, pela possibilidade de evacuação mais facilitada.

1.3 Proteção contra incêndios

A implementação de medidas de proteção contra incêndios, segundo o Corpo de Bombeiros de São Paulo [10], são: Proteger a vida dos ocupantes das edificações e áreas de risco, em caso de incêndio; dificultar a propagação do incêndio, reduzindo danos ao meio ambiente e ao

patrimônio; proporcionar meios de controle e extinção do incêndio; dar condições de acesso para as operações do Corpo de Bombeiros Militar; proporcionar a continuidade dos serviços nas edificações e áreas de risco.
Dito isso, pode-se dividir a proteção contra incêndio e seu conjunto de medidas em dois grupos que atuam de maneira distinta, sendo elas as proteções ativas, que estão relacionadas a detecção, alarme e extinção do fogo de maneira automática ou manual, e as proteções passivas, que abrangem o controle dos materiais, meio de escape, compartimentação e proteção da estrutura do edifício.

1.3.1 Proteções ativas

Pode-se definir essa classificação, segundo a NBR 14432 [8], como tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio. Essas medidas tem o foco de atuar imediatamente após a problemática iniciar-se, e buscam diminuir a possibilidade de um incêndio de grande porte ocorrer, por meio de diversos instrumentos que podem ser empregados, dependendo de fatores como o tamanho da edificação, sua funcionalidade e capacidade de ocupantes.
Seito *et al* [9] afirma que geralmente essa classe de proteção não possui nenhuma funcionalidade em uma situação normal de funcionamento da edificação, e além disso, cita como principais exemplos de sistemas utilizados a detecção e alarme manual ou automático de incêndio, a extinção manual e/ou automática de incêndio, a iluminação e sinalização de emergência, além do controle de movimento de fumaça. A partir disso, pode-se citar como exemplos de equipamentos pertencentes a esses sistemas os extintores (portáteis ou sobre rodas), hidrantes, mangotinhos, chuveiros automáticos ou sprinklers, espuma mecânica, alarmes de incêndio, iluminação de emergência, rotas de fuga, saídas de emergência, entre outros.

Figura 2 - Hidrante e extintores numa edificação



Fonte: SKOP (2019)

1.3.2 Proteções passivas

A NBR 14432 [8] define essa classe de proteção como sendo o conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação. Tem como foco principal impedir o colapso estrutural da

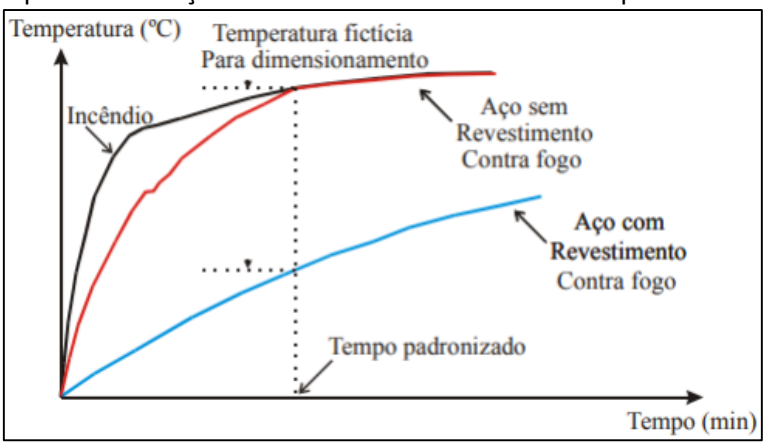
estrutura, facilitando a atuação do corpo de bombeiros e, consequentemente, a fuga dos ocupantes.

Tem-se diversos exemplos de medidas de proteção passiva que são utilizados nas edificações atualmente. Primeiramente, tem-se o isolamento de risco, que está diretamente ligado com a possibilidade de uma edificação que está sob ação do fogo influenciar as outras nas proximidades, para que essa também venha a sofrer com a problemática devido aos meios de transmissão de calor (radiação, convecção e condução), em que se pode isolar por meio do afastamento (distanciamento seguro) entre fachadas ou por meio de barreiras estanques.

Outra maneira de se praticar a proteção passiva é por meio da compartimentação, tanto horizontal quanto vertical, em que segundo o Corpo de Bombeiros de São Paulo [10] o foco nesse ponto é limitar o campo de alcance do incêndio, onde a compartimentação divide a edificação em células capacitadas a resistir a queima dos materiais combustíveis que estão ali presentes, impedindo que o fogo se propague. Alguns dispositivos utilizados nessa técnica são as portas corta-fogo, selagem corta-fogo de cabos elétricos, lajes corta-fogo, parapeitos em fachadas de edifícios, entre outros.

Por fim, outro tipo de proteção passiva utilizado em estruturas são os materiais de proteção térmica. Vargas e Silva [5] afirmam que essa classe de proteção é a solução mais frequentemente empregada para evitar o aumento excessivo da temperatura das estruturas de aço em situação de incêndio. Bernardes [7] cita que a utilização desse tipo de material ocorre quando a peça estrutural não resiste às solicitações de cálculo em situação de incêndio, ou seja, para o TRRF estabelecido por norma para a edificação, o aço irá atingir temperaturas que geram redução de sua resistência. Os revestimentos têm o objetivo de garantir que o aço tenha uma resistência de acordo com a solicitação que será gerada com o incêndio, por meio do resguardo térmico que ele gera no elemento metálico, mantendo tanto a integridade do material quanto a integridade da peça. A imagem a seguir representa o desempenho de um aço com e sem os materiais de proteção em sua superfície submetida ao fogo.

Figura 3 - Temperatura do aço com e sem revestimento térmico para a curva de incêndio



Fonte: Guimarães (2007)

Esses revestimentos necessitam de algumas propriedades, em que Vargas e Silva [5] indicam: Baixa massa específica; baixa condutividade térmica; alto calor específico; adequada resistência mecânica, quando expostos a impactos; garantia de integridade durante a evolução do incêndio; custo compatível. Alguns dos principais exemplos de materiais de proteção térmica encontrados

no mercado são as proteções passivas, argamassas projetadas, fibras projetadas, placas de lã de rocha, argamassas de vermiculita, mantas cerâmicas, entre outros, sendo os dois primeiros os mais comumente utilizados. Esses materiais, segundo Oliveira *et al* [11], sofrem reações químicas que absorvem uma parcela significante da energia que seria destinada diretamente à estrutura ou levam a formação de uma nova interface de proteção térmica, garantindo o desempenho isolante quando estão submetidos a altas temperaturas.

1.4 Argamassa Projetada

A argamassa projetada é um material de proteção térmica muito utilizado em estruturas metálicas em função de seu baixo custo de aquisição em comparação a outros revestimentos. Pannoni [12] cita que esse material tem sua composição química composta basicamente por gesso (aproximadamente 80% do peso seco), cimento Portland (principalmente em materiais de média e alta densidade), resinas acrílicas e cargas inertes, por exemplo, poliestireno expandido, celulose, entre outros.

Vargas e Silva [5] afirmam que essa argamassa deve trabalhar monoliticamente com a estrutura e acompanhar seus movimentos, sem que ocorra fissuras ou desprendimento, formando um revestimento homogêneo e contínuo que penetre em todos os cantos ou reentrâncias da estrutura. O quesito de sua aplicação poder ocorrer por jateamento (massa é transportada até uma mangueira com o esguicho, em que o ar comprimido realiza o jateamento) já que segundo Pannoni [12] o material tem alto conteúdo de aglomerantes que, quando misturados com água, geram uma massa fluida que pode ser facilmente bombeada.

Figura 4 - Aplicação de argamassa projetada jateada



Fonte: ISOLAMENTO ACÚSTICO (2021)

Para que se possa utilizar o revestimento de maneira correta, garantindo a proteção da estrutura de aço, Vargas e Silva [5] listam uma série de especificações técnicas do material, tais como, não conter asbestos ou outro material agressivo à saúde dos usuários do edifício, nem apresentar desprendimento por ressecamento superficial ou por ação de correntes de ar, para não contaminar o ambiente. Juntamente a isso, é vital que não ocorra perca de material fixado na estrutura devido a ação direta do vento, uma vez que caso seja confirmada essa problemática, sabe-se que ele irá ter redução de sua espessura, não desempenhando a função para qual foi dimensionado. Para a aplicação, geralmente não é necessária a retirada da carepa de laminação e de alguma ferrugem formada, onde antes da projeção, faz-se uma limpeza manual, retirando-se o material solto sobre a superfície, conforme indicado por Pannoni [12]. Além disso, não se

deve conter espaços vazios entre os perfis e a argamassa, para impedir que insetos se instalem em seu interior, como indicado por Vargas e Silva [5], além de que também não se recomenda aplicar a argamassa em cima de aços pintados, para que se tenha uma melhor aderência.
Seu tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) médio é de aproximadamente 240 minutos, sendo um dos revestimentos com maior potencial de proteção. A execução do material na estrutura geralmente é feita no local da obra, contudo, Seito *et al* [9] apresenta exemplos de aplicação off-site em alguns países da Europa. A maior problemática que se tem no uso das argamassas projetadas é seu apelo estético, uma vez que o revestimento tem aspecto de um chapisco rústico, não sendo ideais para locais com foco mais visual e decorativo numa construção, por isso, muitas vezes é utilizada em locais como garagens, e não em faixadas. Caso haja a necessidade de se fazer uma aplicação externa, recomenda-se a aplicação de produtos especiais ou tintas látex.

Figura 5 - Argamassa projetada aplicada em perfis metálicos



Fonte: PCF SOLUÇÕES EM ENGENHARIA (2023)

1.4 Tintas intumescentes

Esse revestimento de proteção térmica, segundo Vargas e Silva [5], é composta por polímeros com pigmentos que possuem propriedade de intumescência, em que esses componentes, por volta dos 200°C, expandem seu volume, formando uma espuma carbonácea rígida, que segundo Seito *et al* [9] alcança uma expansão acima de 60 vezes o volume original da tinta.
Regobello [13] indica que essa espuma, formada em consequência das resinas presentes na tinta, e que tem seus poros preenchidos por gases atóxicos, é o que garante a proteção do aço, dificultando o efeito da chama por meio do isolamento dos gases quentes gerados no incêndio, uma vez que nessa temperatura de ativação as propriedades do aço ainda não sofreram alterações significativas.
No processo de aplicação da tinta no perfil metálico, de acordo com Vargas e Silva [5], é necessária uma preparação da superfície da peça, em que devem ser removidas todas as substâncias estranhas como carepa de laminação, ferrugem antiga, utilizando abrasivos de natureza silicosa (areia) ou metálica (granalha de aço), impelidos por ar comprimido, através de bico apropriado. Contudo, o jateamento não retira graxas, gorduras e óleos que podem estar presentes na superfície da estrutura, então antes mesmo de se realizar a ação do abrasivo por meio de jato, deve-se retirar esses materiais para melhor aderência da tinta, por meio de

lixamento mecânico ou outra metodologia de limpeza. Feito isso, Regobello [13] indica que é necessária uma demão de um primer epóxi compatível no perfil, com espessura entre 50 e 60µm. Após isso, aplica-se a tinta intumescente, com possibilidade de se utilizar instrumentos como spray, rolo lã de carneiro ou pincel no processo.

Figura 6 - Expansão volumétrica da tinta intumescente



Fonte: Mesquita *et al* (2005)

Vargas e Silva [5] também apresentam alguns cuidados durante a aplicação, tais como: Espessura máxima, por demão da película úmida, menor que 375µm, se aplicada com pincel ou menor que 1500µm se aplicada por spray; intervalo de 24 horas entre as demãos; mínimo de 3 dias para aplicação da tinta de acabamento. Aliado a isso, utiliza-se medidores de camadas de pintura que verificam se a espessura aplicada está de acordo com o projeto.

As tintas intumescentes são vendidas usualmente para que consigam proteger as estruturas para TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos, sendo os dois primeiros os mais vendidos, contudo, já existem marcas que vendem pinturas que resistem a 150 e 180 minutos.

Quando se fala nas vantagens de se utilizar esse material como revestimento térmico, pode-se citar o aspecto estético que é proporcionado pelo seu uso, com a possibilidade de ser empregada em diversos locais, com diversas cores, gerando um ambiente agradável e seguro para quem utiliza. Além do lado estético, ser um material que não contribui de maneira significativa para o aumento de peso na estrutura é considerado outro grande ponto positivo para que se utilize esse método construtivo. Como desvantagens, pode-se citar primeiramente o custo elevado em comparação a outros revestimentos, juntamente com um maior rigor no controle tecnológico de sua espessura.

Figura 7 - Aplicação de tinta intumescente



Fonte: PREVENFIRE (2019)

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Preparo dos perfis escolhidos para ensaio

A primeira etapa a ser realizada no trabalho foi a escolha dos perfis estabelecidos para o ensaio, sendo classificados como cantoneiras, U e I, com 4 exemplares por classificação, totalizando 12 corpos de prova.

O comprimento foi determinado em função da dimensão da prensa hidráulica presente no Laboratório de Concreto e Materiais de Construção, que fica localizado no NUTENGE – UEMA, onde os ensaios foram realizados, em que a mesma tem aproximadamente 30x30x30 cm, então estabeleceu-se o comprimento de 25 cm para os corpos de prova. Aliado a isso, utilizou-se 24 chapas de aço com dimensões 10x10 cm, no intuito de solda-las (12 no topo, 12 no fundo) nos perfis metálicos para garantir uma compressão mais uniforme das peças, uma vez que o corte para adequação a dimensão da prensa ocasionou algumas irregularidades nas extremidades dos corpos de prova que ficariam em contato com a máquina, possivelmente gerando esforços em direções não desejáveis.

Alguns desses perfis foram adquiridos em locais de descarte de resíduos (em função do custo elevado), e estavam com perceptível atuação de intempéries em suas superfícies. Para que se possa garantir a aplicação correta dos materiais de revestimento térmico, conforme explicitado por Vargas e Silva [5], é necessário realizar o tratamento dos mesmos. Primeiramente, aplicou-se um spray antiferrugem nos corpos de prova, que ficaram 24 horas sob ação do mesmo. Após essa etapa, foi realizada a escovação dos perfis por meio da escova com arame de aço para retirar o material oxidado, e por fim o lixamento das mesmas, para uma atuação mais direta e profunda no processo de limpeza, seguindo as recomendações normativas da NBR 15239 [14].

Figura 8 - Perfis escolhidos antes e durante tratamento manual



Fonte: Autor (2021)

Após todo o processo de tratamento manual para os corpos de prova, observou-se que alguns perfis ainda não estavam com o aspecto desejado relacionado a corrosão de sua superfície. A partir disso, iniciou-se então o tratamento de forma mecanizada dos elementos estruturais por meio do método de jateamento de areia, e com esse processo realizado, assegurou-se que os

corpos de prova estavam com sua superfície pronta para receber o material de proteção térmica.

Figura 9 - Jateamento de areia nos corpos de prova



Fonte: Autor (2021)

Feito esse processo, realizou-se uma medição por meio de paquímetro das dimensões dos perfis, para verificar se as mesmas variaram durante o processo, em que não se constatou tal problemática. As cantoneiras foram classificadas como de abas iguais, bitola de 2 polegadas com ¼ polegadas de espessura e 25 cm de comprimento. Já o perfil I foi classificado como de 3 polegadas com 6,38 mm de espessura na alma, e 25 cm de comprimento, enquanto o perfil U foi classificado como simples formado a frio, com largura da alma de 75,2 mm, largura da aba de 42,7 mm, espessura da alma e da aba de 3,5 mm. Por fim, realizou-se as soldas das chapas nos corpos de prova para gerar a uniformidade esperada na compressão.

Figura 10 - Perfis cantoneira, I e U usados nos ensaios



Fonte: Autor (2021)

2.2 Aplicação da tinta intumescente

Nessa etapa, foram escolhidos 6 perfis (2 cantoneiras, 2 perfis I e 2 perfis U) para que se pudesse aplicar a tinta intumescente pela empresa CKC DO BRASIL, especialista na área de proteção passiva contra incêndio. O envio dos perfis para essa empresa teve como motivação garantir um controle tecnológico rigoroso na aplicação da tinta, uma vez que caso o processo fosse realizado em outro lugar, tanto as etapas anteriores a aplicação do revestimento quanto a verificação das espessuras poderiam ter variabilidades relativas ao que é requerido para o ensaio.

Conforme já comentado, a etapa inicial do processo de utilização da tinta intumescente é a aplicação do primer, em que foi utilizado o primer anticorrosivo Hammerite, com a aplicação de uma demão que variou entre 80 a 100 microns, que é definida pelo próprio fabricante do produto.

Após isso, aguardou-se o tempo de intervalo necessário entre demãos e conseguiu-se iniciar a aplicação da pintura intumescente nos perfis. A tinta escolhida foi a Audax Renitherm PMA 600 HD, que garante o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo de 30 e 60 minutos, dependendo da espessura a ser aplicada. Foi definido que a aplicação do revestimento ocorreria tanto para TRRF de 30 minutos quanto para os 60 minutos, assim, 3 corpos de prova tiveram aplicadas as respectivas espessuras para cada tempo. Essas espessuras relacionaram os valores apresentados pela carta de cobertura da fabricante do material com o fator de massividade calculado a partir das propriedades geométricas dos perfis pela equipe da empresa. Após a aplicação, ocorreu a verificação das espessuras aplicadas e os perfis foram identificados com as respectivas micragens utilizadas.

Figura 11 - Perfis com pintura intumescente



Fonte: Autor (2021)

2.3 Aplicação da argamassa projetada

O revestimento dos outros 6 perfis restantes com a argamassa projetada foi realizado pela empresa PCF SOLUÇÕES EM ENGENHARIA, especialista na área, para que novamente houvesse um maior controle tecnológico da aplicação, em função de seus equipamentos especializados.

A argamassa projetada aplicada foi a Cafco 300, que tem como fabricante a ISOLATEK INTERNATIONAL. Essa argamassa admite espessuras máximas de 65 mm para vigas e 108 mm

para pilares, sendo esse intervalo de tamanho estipulado pela empresa na hora de se revestir os corpos de prova, em que o TRRF do material é de 240 minutos.

Figura 12 - Aplicação da argamassa projetada jateada



Fonte: Autor (2021)

2.4 Método de ensaio

No Brasil, ainda não há norma vigente que busque regulamentar a padronização de ensaios em perfis metálicos revestidos com materiais de proteção térmica sob ação do fogo e de cargas axiais, em que se analise o desempenho da proteção passiva. Além disso, existia uma limitação em relação aos laboratórios da Universidade Estadual do Maranhão para realizar os ensaios da maneira mais adequada. Em consequência dessas impossibilidades e falta de amparo normativo, elaborou-se um método específico para o presente experimento.

O objetivo do ensaio é analisar o desempenho de resguardo térmico que as proteções passivas oferecem para diferentes corpos de provas metálicos, que estão sob ação do fogo (simulando um incêndio) e de cargas de compressão. Para isso, a carga axial foi aplicada pela prensa presente no laboratório, e a o incêndio foi representado pelas chamas provenientes de um maçarico a base de gás butano. Definiu-se o posicionamento do termômetro industrial, modelo HIKKARI HT-550, que foi responsável pela leitura das temperaturas (seu máximo é de 550°C) dos ensaios na área de contato direta entre as chamas e o perfil ensaiado, e o posicionamento do termopar tipo K conectado ao leitor de temperatura Field Logger, que efetuou a leitura de temperatura da face que não sofreu a ação direta do fogo, sendo o mesmo fixado por uma haste.

2.4.1 Perfis sem revestimento térmico

Nessa etapa, realizou-se o ensaio em 6 perfis (2 de cada classificação) sem nenhum material de proteção térmica aplicado, para que se pudesse utilizar seus resultados como parâmetro de comparação inicial.

Após todo o posicionamento dos instrumentos e corpo de prova, iniciou-se um aquecimento prévio nos perfis por meio do maçarico durante um intervalo de tempo estabelecido, que foi de 30 segundos, e em seguida iniciou-se a aplicação da carga pela prensa hidráulica, onde a aplicação do fogo manteve-se simultânea as forças axiais que estavam ocorrendo. A coleta de temperaturas foi realizada durante todo o ensaio, em intervalos de tempo estipulados. Foi definido que o ensaio iria encerrar-se caso ocorresse uma das 3 situações a seguir, sendo elas: Caso ocorresse a ruptura ou flambagem do perfil devido à compressão; caso o perfil alcançasse

o limite de aplicação de carga da prensa (100 toneladas); caso o ensaio já estivesse ocorrendo por mais de 30 minutos. Em todos os casos, a flambagem foi a causa da interrupção do ensaio. Com esse processo ocorrido, foram anotados os resultados da carga resistente do perfil que foi indicada na prensa.

Figura 13 - Aplicação de fogo no perfil U durante ensaio



Fonte: Autor (2021)

2.4.2 Perfis com revestimento térmico

Para essa fase, 12 perfis foram ensaiados, sendo 6 revestidos com tinta intumescente e os outros 6 com a argamassa projetada. Todo o posicionamento dos perfis e instrumentação utilizada permaneceu a mesma que nos ensaios sem material de proteção aplicado.

Para a tinta intumescente, conforme já afirmado, 3 perfis estavam com revestimento de TRRF para 30 minutos e os outros 3 para 60 minutos. Para os perfis com tempo de resistência de 30 minutos, o aquecimento prévio teve duração de 10 minutos, e nos perfis com TRRF de 60 minutos, o aquecimento prévio foi de 15 minutos. Quando se fala da argamassa projetada, todos os 6 perfis tinham TRRF de 240 minutos, e com isso, novamente 3 deles tiveram aquecimento prévio de 10 minutos e os outros 3 de 15 minutos. Esse processo foi feito para que se pudesse realizar a comparação de um perfil com revestimento de proteção térmica que sofreu um maior tempo de contato com as chamas em relação a um perfil sem nenhuma proteção passiva, porém, sendo exposto ao fogo por um período de tempo inferior, como ocorreu nos ensaios anteriores, em que a exposição inicial foi de 30 segundos.

Após passado o tempo de aquecimento prévio, iniciou-se a aplicação da carga axial, em que a prensa foi ativada, e o fogo continuou sendo aplicado pelo maçarico, que realizou movimentos leves para que o aquecimento ocorresse nas 3 faces que deveriam ser expostas ao fogo. Também foi definido que o ensaio teria sua duração até que uma das 3 situações já apresentadas nos experimentos de perfis sem revestimentos ocorresse, onde para todos os corpos de prova o fenômeno de flambagem ocorreu, fazendo com que a prensa disparasse e não aplicasse mais carga de compressão no corpo de prova. As imagens a seguir apresentam as principais etapas no ensaio dos perfis com revestimento.

Figura 14 - Estágios de intumescência em perfil I



Fonte: Autor (2021)

Figura 15 - Aplicação de fogo em cantoneira com argamassa projetada



Fonte: Autor (2021)

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Perfis sem revestimento

Conforme já explicitado, os ensaios realizados nos perfis sem proteção passiva tinham como função servir de parâmetro de comparação para os ensaios dos corpos de prova com os revestimentos, uma vez que seu aquecimento prévio foi de 30 segundos, ou seja, os perfis não atingiram temperaturas que diminuiriam sua rigidez e resistência, que segundo Pierin [15] giram torno dos 400°C para laminados e 200°C para formados a frio, simulando assim os efeitos de um incêndio em sua etapa inicial (ignição), que ainda manteria a estabilidade da edificação.

Em todos os perfis, as leituras realizadas pelo termômetro industrial são referentes a face em contato direto com as chamas, e as realizadas pelo termopar são referentes a face oposta a

chama dos perfis, consequentemente atingindo valores menores. A tabela a seguir apresenta os resultados desses ensaios, em que é possível observar que os perfis I são os mais resistentes, sendo um resultado esperado, tanto que essa classificação é comumente utilizada em vigas e colunas sob esforços de compressão.

Tabela 1 - Resultados dos ensaios em perfis sem revestimento

Perfis	Cant. 1	Cant. 2	I 1	I 2	U 1	U 2
Temp. máxima pelo termômetro (°C)	191.38	147.01	233.1	235.6	244.5	135.4
Temp. máxima pelo termopar (°C)	104.42	66.32	68.8	109.88	60.46	107.82
Tempo de ensaio (segundos)	60	90	120	120	60	50
Carga de ensaio (toneladas)	18.99	19.03	49.43	47.79	13.02	14.61
Média das cargas	19.01		48.61		13.82	

Fonte: Autor (2021)

3.2 Perfis com tinta intumescente

Os ensaios referentes aos perfis revestidos com a tinta intumescente ocorreram, conforme já citado, com cerca de 20 vezes mais tempo de aplicação das chamas em relação aos perfis sem proteção passiva, o que gerava a expectativa de se atingir temperaturas muito mais elevadas, que alterariam em grande proporção a resistência e rigidez do material caso não houvesse a pintura.

Foram aplicadas espessuras de tinta úmida (WFT) e seca (DFT) diferentes nos perfis, em função do seu fator de massividade, usando as fórmulas presentes no manual da Association for Specialist Fire Protection [16] e os conhecimentos práticos da empresa que revestiu os corpos de prova para que se alcançasse o TRRF de 30 e 60 minutos.

Tabela 2 - Resultados dos ensaios em perfis com tinta intumescente

Perfis	Cant. 1	Cant. 2	I 1	I 2	U 1	U 2
Espessura WFT de tinta (µm)	240	570	250	660	400	800
Espessura DFT de tinta (mm)	0.173	0.415	0.181	0.477	X	X
TRRF para a espessura (minutos)	30	60	30	60	30	60
Aquecimento prévio (segundos)	600	900	600	900	600	900
Temp. máxima pelo termômetro (°C)	550	550	550	550	550	550
Temp. máxima pelo termopar (°C)	164.75	135.72	160.22	131.39	149.93	121.82
Tempo de ensaio (segundos)	660	918	660	940	612	930
Carga de ensaio (toneladas)	18.13	15.57	59.3	43.88	14.11	13.93

Fonte: Autor (2021)

Primeiramente, falando sobre a espessura de tinta aplicada nos perfis U, a fornecedora da tinta indicou, em seus cálculos, um determinado fator de massividade considerando as suas especificações de uso. A partir desse valor, quando se observa a carta de cobertura da tinta, percebe-se que a mesma não possui valores de espessuras para essa massividade. Em função dessa situação, a título experimental, utilizou-se na aplicação da tinta intumescente do perfil U a espessura úmida WFT de 400 microns para TRRF de 30 minutos e de 800 microns para 60 minutos.

Observa-se que as temperaturas máximas lidas pelo termômetro ficaram em 550°C, já que esse é a maior leitura que o instrumento atinge. Porém, grande parte desses valores foram atingidos em torno de 420 segundos de ensaio, podendo-se inferir que temperaturas mais elevadas foram atingidas, já que os perfis foram aquecidos por mais tempo. Apesar disso, quando se calcula a razão entre a carga resistente do perfil com a pintura em relação a média das cargas resistentes dos perfis sem revestimento, observa-se que o menor valor é o da carga do perfil cantoneira 2 (155,7 KN), que é equivalente a 81,90% da carga média das cantoneiras sem material de proteção térmica (190,01 KN), em que pode-se considerar esse valor como aceitável em função da quantidade a mais de fogo aplicado nos perfis com a tinta, onde o material garantiu a proteção das peças.

3.3 Ensaios com argamassa projetada

Conforme já explicitado, para os ensaios da argamassa projetada utilizou-se a mesma metodologia de aquecimento prévio e medição que os perfis revestidos com a tinta intumescente. As espessuras aplicadas seguiram as recomendações do manual do fabricante, para que se garantisse o TRRF de 240 minutos. A tabela a seguir apresenta os resultados desses experimentos.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios nos perfis com argamassa projetada

Perfis	Cant. 1	Cant. 2	I 1	I 2	U 1	U 2
Aquecimento prévio (segundos)	600	900	600	900	600	900
Temp. máxima pelo termômetro (°C)	550	550	550	550	550	550
Temp. máxima pelo termopar (°C)	42.96	40.59	32.77	31.33	52.02	45.02
Tempo de ensaio (segundos)	622	915	616	972	611	912
Carga de ensaio (toneladas)	19.06	18.98	41.36	50.02	14.77	14.65

Fonte: Autor (2021)

É importante frisar uma possível interferência nos resultados dessa fase dos ensaios. De acordo com o manual da Cafco 300 (marca da argamassa aplicada) é necessário um tempo de cura entre 15 e 20 dias após a aplicação, para que ela exerça sua missão de maneira correta e segura. Contudo, em função de fatores externos, não foi possível cumprir essa recomendação de forma integral, o que fez com que a argamassa ainda estivesse um pouco úmida durante os ensaios. Além disso, esse material não resiste bem a impactos mecânicos, e em função do translado do Maranhão até São Paulo ocorreram pequenos desprendimentos do revestimento nos perfis.

Dito isso, e observando os resultados, percebe-se que as temperaturas também atingiram 550°C, o que novamente causaria a alteração das propriedades do aço caso não houvesse o revestimento, onde a argamassa projetada garantiu que a menor redução de carga em relação as peças com e sem esse material ocorresse no perfil I 1 (413,6 KN), que equivale a 85,09% da carga média dos perfis do mesmo tipo, mas sem proteção (486,1 KN), sendo um valor aceitável para as temperaturas alcançadas. Além disso, grande parte das cargas de ensaio foram superiores as cargas que ocorreram na pintura intumescente, em função da argamassa ter sido aplicada para maiores TRRF, comprovando também essa especificidade do material. Deve-se novamente salientar que as temperaturas medidas ainda podem ter sido maiores, visto que pelo material estar úmido, a leitura provavelmente sofreu alterações, que não impactaram de maneira significante no objetivo final do trabalho.

4 CONCLUSÃO

A pesquisa teve como intuito analisar o desempenho da tinta intumescente e da argamassa projetada jateada revestindo diferentes classificações de perfis de aço sob ação do fogo e de cargas axiais de compressão. O comparativo principal do trabalho foi verificar se os corpos de provas metálicos sem a proteção passiva e que tiveram a atuação reduzida das chamas resistiriam a cargas de compressão similares aos perfis metálicos que tinham o revestimento térmico aplicado, porém expostos à ação do fogo em intervalos de tempo mais prolongados, analisando a equivalência de cargas entre esses resultados.

Conforme apresentado no trabalho, haviam diversas variáveis a serem controladas nos ensaios, o que gerou possíveis variabilidades em resultados. Primeiramente, tem-se a movimentação do único maçarico que fornecia o fogo ao experimento, para que se pudesse aquecer ambas as faces. Além disso, a não padronização do calor, visto que não se tinha estrutura para simular uma das curvas de incêndio da literatura, é outro fator que deve ser considerado na análise dos resultados. Juntamente a isso, pequenas movimentações do termopar e a leitura limitada do termômetro industrial podem ter causado pequenas diferenças no trabalho. Por fim, a problemática na cura da argamassa é outro ponto a ser considerado.

Dito isso, observa-se que quase todos os perfis com argamassa projetada tiveram cargas iguais ou superiores ao valor médio resistente dos corpos de prova sem revestimento, enquanto 3 dos 6 perfis com tinta intumescente obtiveram esse resultado. Dados informados dessa maneira podem levar a conclusões precipitadas, por exemplo, que a argamassa é totalmente melhor que a pintura. Porém, é necessário observar que as espessuras de tinta utilizadas garantiam o TRRF de até 60 minutos, enquanto a argamassa garantia até 240 minutos de proteção, ou seja, era esperado que a mesma suportasse mais cargas. Porém, conforme já dito, ocorreram problemas na aplicação da argamassa projetada, que ocasionou a cura em menor intervalo de tempo e desprendimento do material, além de espessuras de aplicação não uniformes, o que leva a se prever que os resultados da argamassa poderiam ter sido ainda melhores.

Focando no aspecto visual dos materiais de proteção térmica após o ensaio, observou-se que para as tintas, a intumescência esteve mais atuante nos perfis previamente aquecidos por 15 minutos, sendo esses mais desgastados que os aquecidos por 10 minutos, o que era esperado pelo maior contato com as chamas. Essa mudança de aspecto não foi tão atuante nos perfis com argamassa projetada onde para ambos os tempos o aspecto queimado se manteve, porém em proporções iguais. Enquanto na tinta intumescente não ocorreu nenhum desprendimento após os ensaios, a argamassa passou por essa situação em alguns perfis, o que pode comprometer a segurança em caso de um incêndio real, contudo, é novamente necessário a situação de cura em tempo diferente do previsto que ocorreu no material.

Por fim, conclui-se que mesmo com a interferência de algumas variáveis, o comparativo final foi verificado com sucesso, uma vez que as menores razões entre cargas nos perfis com e sem revestimento foram de 81,90% para tinta (cantoneira 2) e 85,09% para argamassa (perfil I 1), o que comprova o quão efetivo os materiais de proteção térmica são na prevenção de incêndios em estruturas metálicas.

Agradecimentos

A empresa CKC DO BRASIL e ao Rogerio Lin pela aplicação das tintas intumescentes. A PCF Soluções em Engenharia pela aplicação da argamassa projetada. A UEMA e a Pró-Reitoria de Pesquisa e Pós-Graduação pela bolsa de iniciação científica disponibilizada.

REFERÊNCIAS

[1] Michele Mendonça Martins. Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio (Dissertação - Mestrado em Engenharia de Estruturas). Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2020

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT; 2013.

[3] El País. Edifício desaba durante incêndio em Teerã e ao menos 20 bombeiros ficam soterrados. 20 Jan 2017. In: El País [Internet]. São Paulo: El País. 2017. Disponível em: https://brasil.elpais.com/brasil/2017/01/19/internacional.

[4] Embassy. Prédio desaba em Teerã e mata mais de 20 bombeiros. 19 Jan 2017. In: Embassy [Internet]. Brasília: Embassy. 2017. Disponível em: https://embassynews.info/predio-desaba-em-teera-e-mata-mais-de-20-bombeiros/.

[5] Mauri Resende Vargas; Valdir Pignatta e Silva. Resistência ao fogo das estruturas de aço. Rio de Janeiro: IBS/CBSA; 2005.

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT; 2008.

[7] Guilherme Franco Bernardes. Dimensionamento em situação de incêndio de perfis em aços estruturais convencionais e aços resistentes ao fogo (Dissertação - Mestrado em Engenharia de Estruturas). Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2002.

[8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT; 2000.

[9] Alexandre I. Seito. *et al*. A segurança contra incêndio no Brasil. São Paulo: Projeto Editora; 2008.

[10] Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo. Vade Mecum: Segurança contra incêndio. São Paulo: Europa; 2020.

[11] R. B. R. S. Oliveira. *et al*. Tinta intumescente como revestimento de proteção ao fogo. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. 2017; v. 10: p. 220-231.

[12] Fábio Domingos Panonni. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. 4° ed. [*s.l*]: Gerdau; 2007.

[13] Ronaldo Regobello. Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio (Dissertação - Mestrado em Engenharia de Estruturas). São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo; 2007.

[14] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 15239: Tratamento de superfícies de aço com ferramentas manuais e mecânicas. Rio de Janeiro: ABNT; 2005.

[15] Igor Pierin. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio (Tese - Doutorado em Engenharia). São Paulo: Universidade de São Paulo; 2011.

[16] Association for Specialist Fire Protection. Fire protection for structural steel in buildings. 3. ed. Berks: Steel Construction Institute; Warrington: The Fire Test Study Group; 2004.

Tema: Construções leves estruturadas em aço

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TÉRMICO E ESTRUTURAL DE UM PAINEL STEEL-FRAME FORMADO A FRIO EM CONDIÇÃO DE INCÊNDIO

Felipe Frizon[1]
Diego Rizzotto Rossetto[2]
Paulo. A. G. Piloto[3]

Resumo
O sistema construtivo Light Steel Frame (LSF) é composto por estruturas fabricadas em perfis formados a frio de aço leve e galvanizado. Com a união desses perfis são montados quadros estruturais e não estruturais, como vigas de pisos e paredes, lajes, tesouras, entre outros componentes. Sobre a estrutura metálica é aplicado um revestimento por placas cimentícias, *drywall*, *smartsid* ou *siding vinílico*. Essas placas podem conter camadas de revestimento acústico, térmico e com resistência ao fogo. Por possuir uma estrutura de sustentação metálica, as construções LSF sofrem grande influência em situação de incêndio, uma vez que as altas temperaturas modificam as propriedades físicas e mecânicas do aço. O presente trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento de um painel estrutural do tipo Steel Frame, revestido com placas de gesso, em uma situação de incêndio, analisando a influência do aumento da temperatura nas propriedades mecânicas dos perfis estruturais que o constituem. Para o cumprimento desse objetivo, foram realizadas análises numéricas com auxílio do software comercial ANSYS, onde avaliou-se os modos de instabilidade, a capacidade portante e a influência da ação térmica no quadro. Com o resultado das análises foi possível obter a resistência ao fogo da estrutura.

Palavras-chave: Estruturas LSF; Incêndio; Elementos Finitos.

THERMAL AND STRUCTURAL BEHAVIOR OF COLD-FORMED STEEL FRAME UNDER FIRE CONDITION

Abstract
The Light Steel Frame building system is composed of structures manufactured in cold-formed profiles of light and galvanized steel. With the union of these profiles structural and non-structural frames are assembled, such as floor and wall beams, slabs, among other components. Over the metallic structure, a coating is applied by cement boards, drywall, smartsid, or vinyl siding. These plates can contain acoustic, thermal and fire-resistant coating layers. Because it has a metal support structure, LSF buildings receive great influence in fire situations, since high temperatures modify the physical and mechanical properties of steel. The present paper aimed to evaluate the behavior of a structural panel of the steel frame type, covered with gypsum plasterboards, in a fire condition, analyzing the influence of temperature increase on the mechanical properties of the structural profiles that constitute it. To achieve this objective, numerical analyses were performed with the commercial software ANSYS, where the instability modes, the loadbearing capacity and the influence of the thermal action

on the frame were evaluated. With the result of the analyses, it was possible to obtain the fire resistance of the structure.

Keywords: LSF structures; Fire; Finite Elements Method.

[1] Engenharia mecânica, acadêmico, departamento de engenharia mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, Paraná, Brasil.
[1] Engenharia mecânica, Doutor, professor, departamento de engenharia mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, Paraná, Brasil.
[3] Engenharia mecânica, Doutor, professor, departamento de mecânica aplicada, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal.

1 INTRODUÇÃO

Repensando as construções civis de uma forma otimizada, a Construção Energitérmica Sustentável (CES) aparece como uma alternativa ao elevado gasto de materiais dos métodos convencionais. Um dos principais métodos da CES são as construções do tipo Steel Frame. Esse sistema construtivo é constituído por perfis leves em aço galvanizado, que formam quadros estruturais que posteriormente recebem painéis de fechamento. Os principais benefícios apresentados por esse sistema são a rapidez de execução da obra e a redução de desperdícios, que ocasionam a diminuição de custos. [1]

Um dos principais agentes destrutivos de estruturas civis é o fogo. Um incêndio quando não controlado pode representar o colapso catastrófico de uma construção. No entanto, mesmo quando controlado, um incêndio pode danificar irreparavelmente os elementos estruturais submetidos a alta temperatura, condenando a utilização do ambiente. Quando comparado com a alvenaria, o aço apresenta desvantagem em uma situação de incêndio, uma vez que esse material possui elevada condutividade térmica, que ocasionalmente afeta suas propriedades resistentes com o aumento da temperatura. O aço imerso em um ambiente de temperatura homogênea de 550 °C, sob influência da carga total, irá perder sua margem de segurança definida no projeto, iniciando um processo de flambagem localizada na estrutura. Além disso, a diferença de temperatura entre as mesas do perfil estrutural, gera uma flexão do montante em relação ao eixo de maior inércia e ao deslocamento do centro de rigidez em direção à mesa mais fria, uma vez que o módulo de elasticidade, nessa região, sofre menor redução [2].

O comportamento dos perfis formados a frio, principalmente em altas temperaturas, apresenta elevado grau de não linearidade geométrica e do material. Dessa forma, uma análise analítica do comportamento térmico e estrutural tornam-se onerosas e inviáveis, necessitando que sua rigorosa determinação seja feita com o auxílio de normas técnicas ou ferramentas numéricas computacionais, como é o caso dos métodos dos elementos finitos. Esse método é pautado na discretização de um sistema contínuo e um número finito de elementos com geometria simples, que possibilitam avaliar o comportamento global da estrutura através do comportamento de cada um de seus elementos. [3]

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de um painel estrutural do tipo steel frame em uma situação de incêndio, analisando a influência do aumento da temperatura nas propriedades mecânicas dos perfis estruturais. Para isso será analisada a encurvadura elástica para determinação da carga crítica e dos modos de instabilidade, a capacidade portante da estrutura, o gradiente térmico para uma hora de exposição ao fogo, e por último será determinada a resistência ao fogo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 ANÁLISES NUMÉRICAS

O modelo analisado consiste em um quadro estrutural formado por dois perfis U93x43x1.5 horizontais, fixando três montantes verticais em perfis UE90x43x15x1.5. Nos montantes são fixadas placas de gesso de 12.5 mm de espessura, 975 mm de largura e 1000 mm de altura, conforme demonstra a Figura 1.

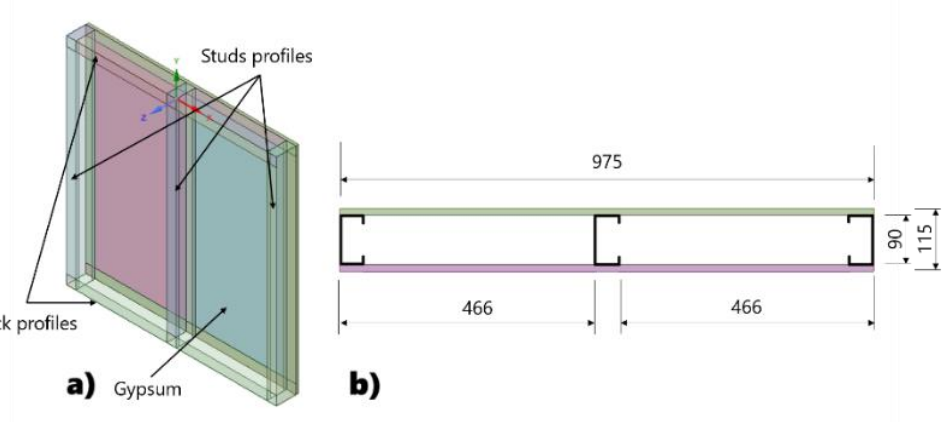


Figura 1 – Representação da estrutura analisada

Para o desenvolvimento das análises, foi criado um modelo de elementos finitos conforme a Figura 2. Onde os perfis formados a frio foram modelados por elementos de placas retangulares, discretizados com altura e largura iguais a 5 mm. As placas de gesso foram dividias em elementos sólidos de arestas 15 mm, pois para análise transiente térmica não é necessária uma discretização muito refinada [4].

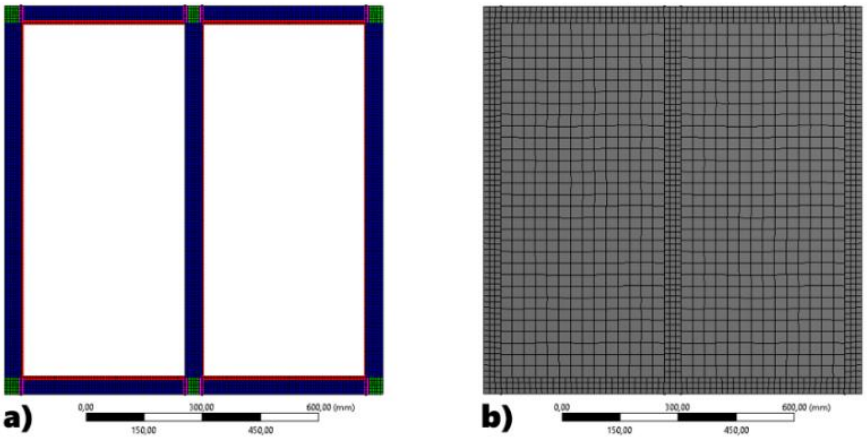


Figura 2a: Estrutura interna e elementos de placa, Figura 2b: Placas de gesso e elementos sólidos

As junções entre os perfis U e os montantes UE foram consideradas como perfeitamente rígidas e com elementos com o dobro da espessura, conforme as regiões em verde na Figura 2a. Para representar a junção entre as placas de gesso e os perfis foi utilizada uma condição de contato *bonded*.

Após a definição do modelo geométrico foi aplicado como material para os perfis o aço EN10326 S280GD formado a frio, suas propriedades físicas, mecânicas e térmicas em temperatura ambiente são apresentadas na Tabela 1. As propriedades das placas de gesso em temperatura ambiente não foram configuradas pois somente as análises de instabilidade e capacidade portante foram realizadas nessa condição, uma vez que as placas não apresentam função estrutural. [5]

Tabela 1 - Propriedades físicas, mecânicas e térmicas para o aço S280GD Cold Rolled – EN10326 (2004)

Propriedades S280GD formado a frio em temperatura ambiente	
Limite de resistência [MPa]	360
Limite de escoamento [MPa]	280
Módulo de elasticidade [GPa]	210
Módulo de cisalhamento [GPa]	81
Coeficiente de Poisson	0.29
Alongamento (80 mm) [%]	18
Densidade [kg/m³]	7800
Calor específico [J/kgK]	465
Condutividade térmica [W/mK]	59
Coeficiente de expansão térmica [1/K]	1.04E-5

2.1.1 Carga crítica e modos de instabilidade

A primeira análise realizada consiste em uma verificação da carga crítica da estrutura e seu respectivo modo de instabilidade. Para isso foi aplicado uma restrição fixa na base do quadro, e aplicadas três cargas unitárias de 1N no perfil U superior, sendo divididas nas posições médias entre os montantes e na extremidade superior do montante intermediário. Para representar uma distribuição da carga, a espessura da alma do perfil U superior foi considerada como 20 vezes a espessura real, evitando assim uma deformação localizada. As espessuras dos perfis são representadas na Figura 3a, onde as regiões em azul possui 1.5 mm, regiões em verde 3.0 mm e a região em vermelho 30 mm.

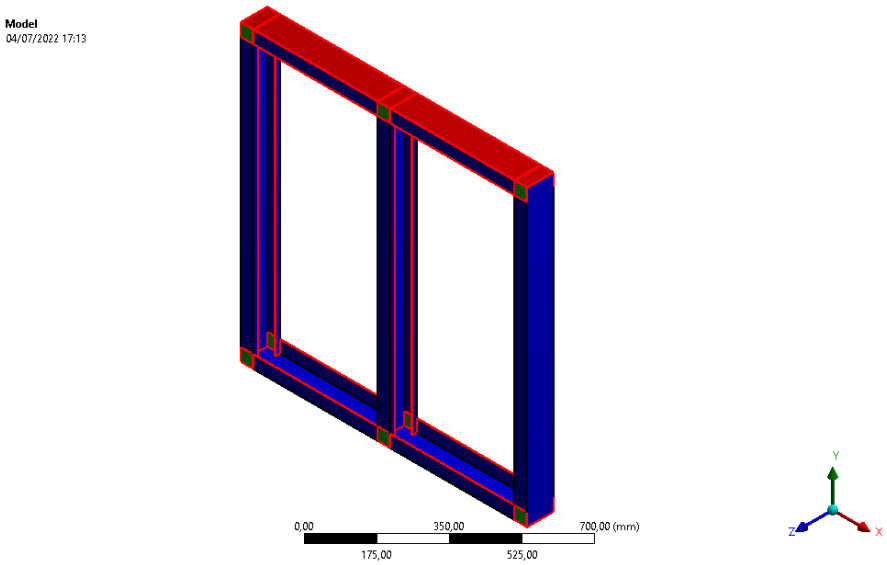


Figure 3: Estrutura submetida a análise 1

2.1.2 Capacidade portante

Com o modo de instabilidade obtido através da análise 1, foi realizada uma análise não linear quanto a geometria e material, possuindo imperfeição geométrica inicial. As deformações

iniciais aplicadas a geometria da análise 2 foram obtidas importando a malha de elementos finitos deformada na análise 1, com a aplicação de um fator multiplicativo dos deslocamentos. Esse fator foi obtido pela equação 1, que relaciona comprimento que pode ser deslocado na alma do perfil (w) pelo deslocamento máximo gerado no modo de instabilidade (u_x max) [6].

$$factor = \frac{w}{u_x max} \quad (1)$$

Para determinação da capacidade portante, foi considerado apenas os perfis estruturais, sem as placas de gesso. O material dos perfis foi modelado como elástico perfeitamente plástico conforme a Figura 4.

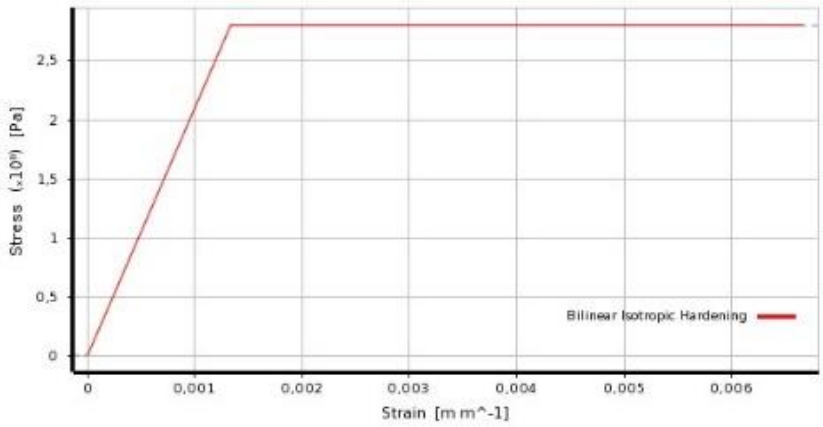


Figura 4. Modelo elástico perfeitamente plástico do material

Com a definição do material e do modelo geométrico, foram aplicadas três cargas nodais na alma do perfil superior e uma condição de restrição lateral ao quadro, representando os fixadores das placas de gesso. Por fim foi desenvolvida uma análise não-linear pelo *Arc Length Method.* Esse método de solução numérica é muito eficiente para sistemas de equações não lineares com pontos críticos em sua curva, pois modela comportamentos *Snap–Through* e *Snap–Back*. O primeiro caso ocorre quando há uma diminuição da força aplicada com um aumento do deslocamento, o segundo caso é quando a força e o deslocamento diminuem para em seguida ter um aumento de ambos. O critério de convergência foi utilizado com base no deslocamento, com um valor calculado pelo solver, uma tolerância de 5% e um valor de referência igual 0 mm.

2.1.3 Análise transiente térmica

Após realizar as análises de instabilidade e capacidade portante para temperatura ambiente, foi desenvolvida uma análise térmica transiente. O modelo de elementos finitos utilizado consiste em uma estrutura steel frame em elementos de placa retangulares, com placas de gesso modeladas em elementos sólidos, fixadas por contato. As propriedades térmicas, em função da temperatura, de calor específico, condutividade térmica e alongamento para o aço utilizado são apresentadas na Figura 5a, 5b e 5c respectivamente, com base no EN1991-1-2. [7].

Para realizar esta análise foi necessário configurar as propriedades térmicas das placas de gesso em função da temperatura. Esses dados são apresentados na Tabela 2 e foram obtidos com base em estudos de Alves e Batista (2007) [4] a partir de dados de Feng et al (2003) [8].

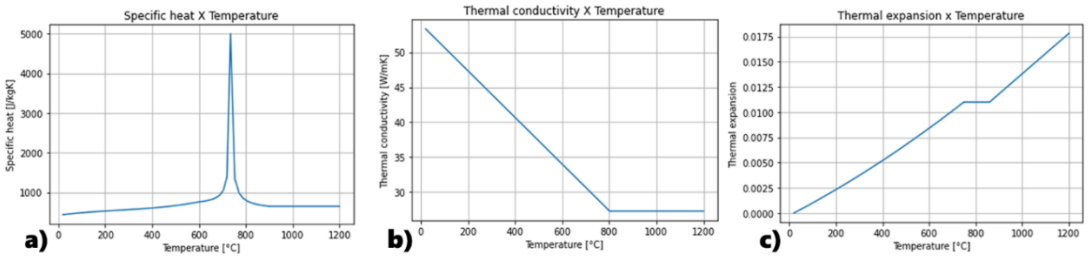


Figura 5a. Calor específico, Figura 5b. Condutividade Térmica, Figura 5c. Alongamento

Tabela 2. Propriedades térmicas do gesso Alves e Batista [4] apud Feng et al [8]

Densidade [kg/m³]	Temperatura [°C]	Condutividade térmica [W/m°C]	Calor específico [JKg °C]
727	10	0.2	925.04
	95	0.21092	941.54
	125	0.21478	24572.32
	155	0.103	953.14
	900	0.25734	1097.5
	1200	0.3195	1097.5

As cavidades foram consideradas com isolamento térmico, desprezando os efeitos de transferência por elas. Essa simplificação admite que a transferência será realizada apenas pela condução entre os perfis. Como condição de contorno foram aplicadas três formas de transferência de calor, sendo elas: condução, convecção e radiação.

O mecanismo de transferência por condução ocorre tanto em um meio solido quanto em um meio liquido em estado estacionário. Esse comportamento se dá devido a propagação de energia entre partículas mais energéticas para partículas menos energéticas, onde o fluxo de energia segue de partículas com temperaturas mais altas que se chocam e agitam as moléculas de um corpo com temperatura mais baixa. A condução no modelo analisado é realizada entre as faces por meio da estrutura interna, essa que tem suas propriedades térmicas em função da temperatura conforme demonstrado na Figura 5. [9]

O processo de convecção é dado pela transferência de energia térmica devido o deslocamento de fluido. Esse processo abrange o mecanismo de transferência de energia por difusão no movimento molecular aleatório, e também pelo mecanismo de movimento global macroscópico do fluido. Dessa forma, esse comportamento físico é criado pela diferença de temperatura dos gases na região entre a placa de gesso e a fonte de calor, como também nas cavidades entre as placas, quando não há isolamento. Para definir o fluxo de calor gerado por esse mecanismo de transferência na face exposta ao incêndio, foi adotado um coeficiente de transferência de calor na convecção igual a 25 W/m²K, enquanto na face não exposta foi adotado como 9 W/m²K, para assim incluir os efeitos de radiação. [9]

A radiação ocorre através da energia térmica emitida ou absorvida pela matéria de um corpo que apresenta temperatura diferente de zero, independente da forma da matéria. Essa emissão se dá através de ondas eletromagnéticas (fótons), não necessitando de um meio material para se propagar. No modelo analisado observam-se radiações da fonte emissora (incêndio) e da superfície da placa de gesso, nas cavidades, todas as superfícies irradiam calor, no entanto como há a presença de um isolamento, esses efeitos são desprezíveis. Na face não exposta ao incêndio há radiação apenas da superfície da placa de gesso ao meio externo que se encontra à temperatura ambiente e não emite calor. A emissividade da radiação gerada pelas chamas foi adotada igual 1 na face exposta. Na face não exposta, os efeitos de radiação foram considerados no coeficiente de transferência devido a convecção. [9]
O modelo analisado é representado na Figura 6a, enquanto a temperatura aplicada na face exposta ao incêndio é representada pela curva da Figura 6b, seguindo o modelo definido pela ISO834 [10].

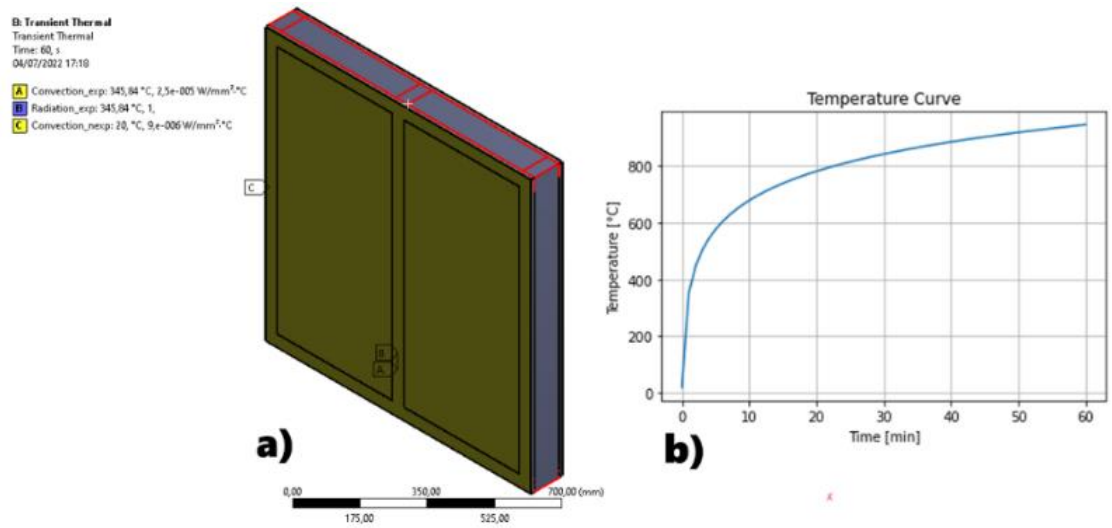


Figura 6a. Condições de contorno aplicadas ao modelo da análise 3. Figura 6b. Curva da temperatura

Com a condições de contorno aplicadas foi realizada uma análise transiente térmica não linear incremental no tempo, com uma divisão em 60s e divisão mínima em 1s. Para o critério de convergência foi utilizado uma condição de fluxo térmico com uma tolerância de 0.1% e um valor mínimo de referência igual a 1E-06 [6].

2.1.4 Resistencia ao fogo

Com o histórico do gradiente de temperatura foi realizada uma análise não linear quanto ao material e geometria, aplicando diferentes porcentagens de carga em 40,50,60,70 e 80% conforme desenvolvido por Piloto [6]. Essa porcentagem da carga é referente a capacidade portante máxima para temperatura ambiente obtida com a análise 2.
As condições de restrição para essa análise foram as mesmas da análise 2, com uma fixação na base e uma fixação lateral no ponto dos prendedores, no entanto foi aplicado o histórico do gradiente de temperatura obtido na análise 3. Além disso foram removidas as placas de gesso, pois não apresentam função estrutural para análise da capacidade portante. Para a solução foi

utilizado o método de *Newton-Raphson*, pois segundo Alves Filho [3] esse é um dos métodos mais eficientes para a solução numérica de problemas do tipo f(x) = 0. Os parâmetros da solução foram definidos com uma divisão de tempo em 60 s e divisão mínima de 1s. O critério de convergência foi utilizado com base no deslocamento, com um valor calculado pelo solver, uma tolerância de 5% e um valor de referência igual 0 mm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Carga crítica e modos de instabilidade

Como a análise de instabilidade realizada representa uma flambagem linear, foi utilizado o método de Lanczos para obtenção do primeiro modo de instabilidade, esse que é representado na Figura 7.

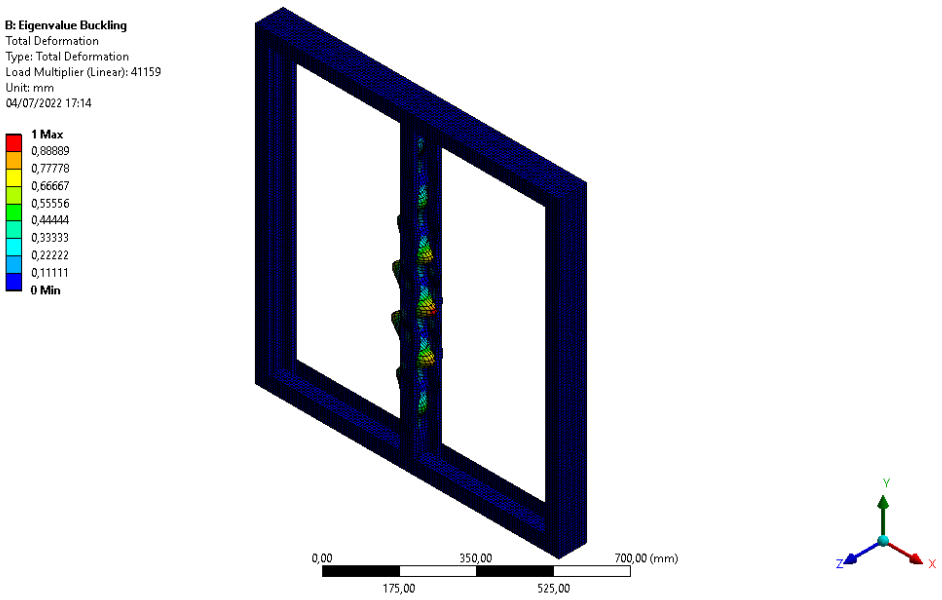


Figure 7: Modo de instabilidade atuante na estrutura

A instabilidade verificada é do tipo localizada, atuando na alma do montante intermediário. Esse modo de instabilidade apresenta deformações nas paredes do perfil mantendo seu eixo reto, sendo causada principalmente pela alta esbeltez das paredes do perfil formado a frio.

3.2 Capacidade portante

Com a análise estrutural não-linear em temperatura ambiente, foi obtida uma capacidade portante máxima de 32.570 N. A Figura 8 representa a tensão equivalente de Von Mises obtida com a análise 2.

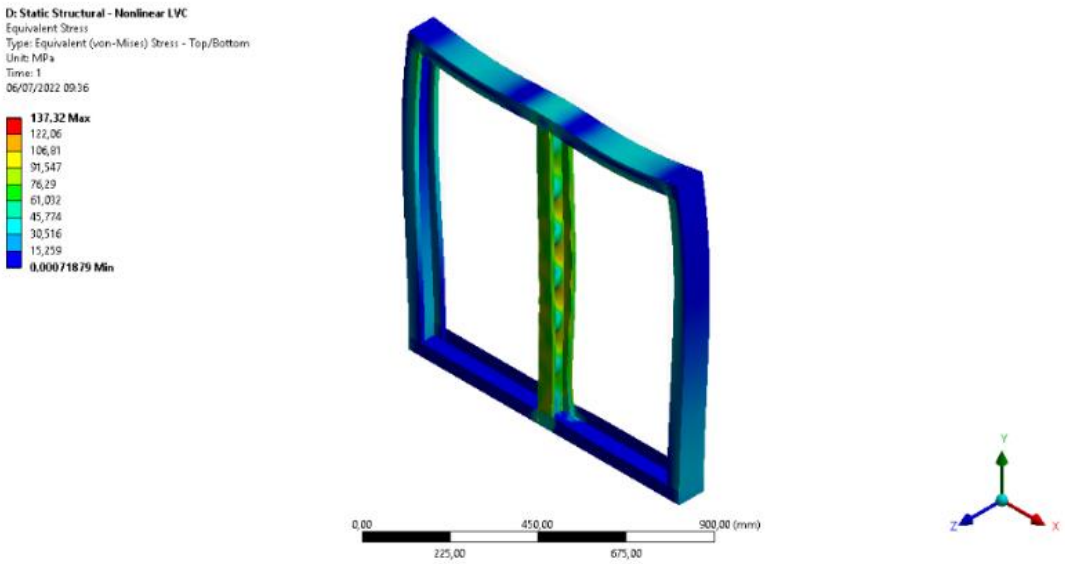


Figure 8. Condição deformada e tensões de Von-Mises obtidas pela análise 2

Analisando a Figura 8 é possível observar que a condição deformada está coerente com o modo de instabilidade obtido na análise 1, apresentando a instabilidade localizada na alma do montante intermediário.

3.3 Análise transiente térmica

Com a análise transiente térmica foi possível obter os tempos para as temperaturas médias e máximas, essas que são definidas pela Equação 2. [11]

$$T_{max} = \overline{T_0} + 180 \qquad (2$$
$$T_{ave} = \overline{T_0} + 140 \qquad)$$

Os tempos para atingir a temperatura máxima e media no lado não exposto foi de aproximadamente 35 minutos e 33 minutos respectivamente.

3.4 Resistencia ao fogo

A análise estrutural para verificação da resistência ao fogo foi realizada com o histórico de temperatura. A Figura 9 demonstra a condição deformada da estrutura para essa análise.

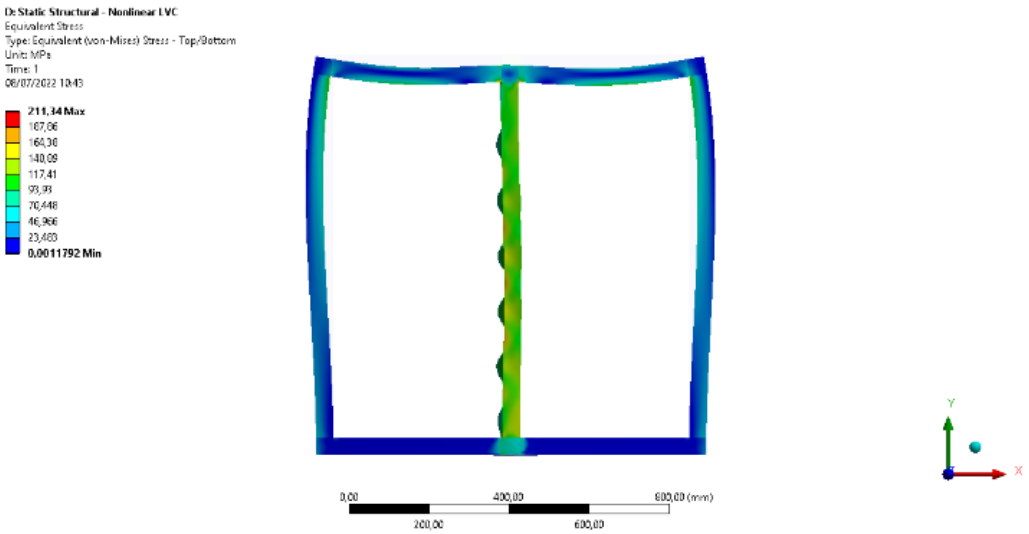


Figure 9. Condição deformada e tensões de Von-Mises obtidas pela análise 4.

Para esse modelo foram avaliadas as temperaturas mínimas, médias e máximas, como também a resistência ao fogo em minutos, para diferentes percentuais da carga obtida na análise 2. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resistencia ao fogo para cada percentual da capacidade portante da estrutura

Percentual da carga [%]	Temperatura mínima do aço [ºC]	Temperatura média do aço [ºC]	Temperatura máxima do aço [ºC]	Resistência ao fogo (R) [min]
40	527	559	590	48
50	472	512	552	45
60	406	461	516	40
70	310	377	443	34
80	214	300	385	28

Com os resultados obtidos é possível verificar uma diminuição da temperatura crítica e na resistência ao fogo da estrutura conforme há um aumento do percentual da carga aplicada.

4 CONCLUSÃO

Através da análise 1 foi obtida a carga crítica e o modo de instabilidade da estrutura, servindo de base para definir as imperfeições geométricas aplicadas na análise 2. Com essa análise foi obtida a capacidade portante para temperatura ambiente, essa que aplicada junto com o histórico de temperaturas da análise 3, forneceu a resistência ao fogo através da análise 4. Com a resistência ao fogo obtida, é possível determinar o tempo de exposição ao fogo que a estrutura leva para perder suas características físicas, sendo essa informação de extrema importância para o projeto de uma estrutura e o controle de um possível incêndio. Ao fim, vale salientar a importância de

trabalhos futuros considerando diferentes tipos de isolamento, e um modelo que avalie os efeitos de convecção nas cavidades vazias da estrutura analisada.

Agradecimentos

Os autores agradecem a fundação araucária pelo incentivo financeiro à pesquisa e a Universidade Tecnológica Federal do Paraná pelo apoio prestado.

REFERÊNCIAS

[1] GRUBB, P J; GORGOLEWSKI, M T; LAWSON, R M. Light Steel Framing in Residential Construction. London Uk: The Steel Construction Institute, 2001. 107 p.
[2] PANNONI, Fábio Domingos. Princípios da Proteção de Estruturas Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio. 5. ed. São Paulo: Gerdau, 2011. 76 p
[3] ALVES FILHO, Avelino, 1951- Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE: Análise não linear / Avelino Alves Filho. – 6. Ed. – São Paulo: Érica, 2012.
[4] ALVES, Maurício C.; BATISTA, Eduardo de Miranda. Análise computacional do fenômeno de transferência de calor em paredes divisórias do tipo dry wall. Ouro Preto: Rem, 2007.
[5] CEN- European Committee for Standardization, EN 1326: Continuously hot-dip coated strip and sheet of structural steels - Technical delivery conditions, CEN-Europ, CEN- European Committee for 527 Standardization, Brussels, 2004.
[6] P.A.G. Piloto, M.S. Khetata, A.B.R. Gavilán., Fire performance of non-loadbearing light steel framing walls - numerical simulation, in: 7th Int. Conf. Mech. Mater. Des., INEGI/FEUP, Albufeira, Portugal, 2017: pp. 1603–1610.
[7] CEN- European Committee for Standardization, EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on 537 structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, CEN- 538 European Committee for Standardization, Brussels, 2002.
[8] FENG. M., WANG, Y.C., DAVIES, J.M. Thermal performance of cold-formed thin-walled steel panel systems in fire. Fire Safety Journal, v. 38, n. 4, pp. 365-394, 2003.
[9] INCROPERA, Frank P. et al. Fundamentos de Transferência de Calor e de Massa. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2019
[10] International Organization for Standardization, ISO834-1: Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements, International Organization for Standardization, 1999.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

MECANISMOS PARA TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM PILARES APÓS INCÊNDIO *

Rafael Eclache Moreira de Camargo [1]
Rodrigo Barreto Caldas [2]
Lucas Ribeiro dos Santos [3]

Resumo

A concepção dos mecanismos de transferência de carga entre vigas e pilares é um dos principais desafios no projeto de sistemas estruturais mistos e híbridos. Apesar de existirem opções bem estabelecidas para essas conexões, como o uso de *stud bolts*, parafusos estruturais ou *blind bolts*, percebe-se a necessidade de novas alternativas para que a execução e a montagem dessas estruturas se tornem mais econômicas e eficazes. Nesse sentido, recentemente passaram a ser desenvolvidas pesquisas a respeito da aplicação de conectores de cisalhamento conhecidos como *composite dowels* para a transferência de carga, cuja viabilidade em temperatura ambiente foi confirmada em trabalhos publicados nos últimos anos. Porém, ainda há a necessidade de investigações sobre o seu comportamento durante e após incêndio. Desse modo, o presente trabalho consiste em uma revisão bibliográfica de publicações, principalmente internacionais, a fim de se entender o comportamento desses mecanismos, tanto em temperatura ambiente quanto após incêndio. De forma complementar, também são apresentados resultados de estudos relativos às propriedades residuais do aço e do concreto expostos a altas temperaturas e resfriados na sequência. Assim, pretende-se que o conjunto de informações levantado possibilite uma melhor compreensão dos modos de falha que podem ocorrer após incêndio nos elementos analisados.

Palavras-chave: Transferência de carga; Conectores de cisalhamento; Incêndio; Estruturas mistas de aço e concreto.

MECHANISMS FOR LOAD TRANSFER IN COLUMNS AFTER FIRE

Abstract

The definition of load transfer mechanisms between beams and columns is one of the main challenges in the design of composite and hybrid structural systems. Although there are well-established options for these connections, such as the use of stud bolts, structural bolts or blind bolts, the need for new alternatives is perceived so that the execution and assembly of these structures become more economical and effective. In this sense, research has recently started to be carried out regarding the application of shear connectors known as composite dowels for load transfer, whose viability at room temperature has been confirmed in works published in recent years. However, there is still a need for investigations into their behavior during and after fire. Thus, the present work consists of a bibliographic review of publications, mainly international ones, in order to understand the behavior of these mechanisms, both at room temperature and after fire. Complementarily, results of studies related to the residual properties of steel and concrete exposed to high temperatures and subsequently cooled are also presented. Thus, it is intended that the set of information raised allows a better understanding of the failure modes that can occur after fire in the analyzed elements.

Keywords: Load Transfer; Shear connectors; Fire; Composite steel and concrete structures.

[1] Engenheiro Civil, Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

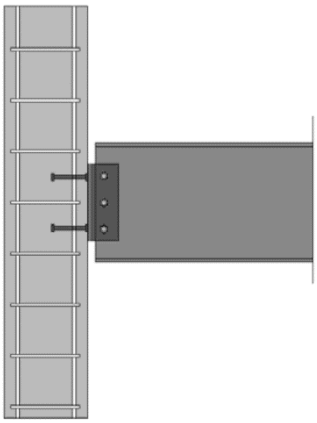
A utilização de sistemas estruturais mistos e híbridos na construção civil tem se tornado mais frequente nas últimas décadas, visto que essas soluções permitem o aproveitamento das principais características de cada material, de modo a complementar suas limitações individuais. No caso dos elementos mistos, essa característica é potencializada, pois a resistência final obtida de todo o conjunto é maior do que aquela encontrada caso o elemento fosse puramente de um determinado material. Por outro lado, em certas situações, o uso de elementos híbridos proporciona uma diminuição de custos e viabiliza a redução do cronograma de execução das obras, tornando-se uma opção economicamente atrativa.

Entre os desafios de se projetar essas estruturas está a concepção dos mecanismos de transferência de cargas entre vigas e pilares. Na literatura, é possível encontrar diferentes configurações de conexão que podem ser aplicadas nessas situações. Em se tratando de pilares de concreto armado, pode-se, por exemplo, concretar uma chapa de ligação com conectores do tipo pino com cabeça soldados na mesma (Figura 1a). Após a concretagem, é soldada outra chapa perpendicular, utilizada para fazer a ligação com a alma da viga de aço, o que caracteriza uma ligação idealizada como flexível. Caso seja de interesse manter a continuidade da viga, para que a ligação tenha um comportamento rígido, tem-se a possibilidade de se adotar o sistema de vigas ou barras passantes (Figura 1b e Figura 1c).

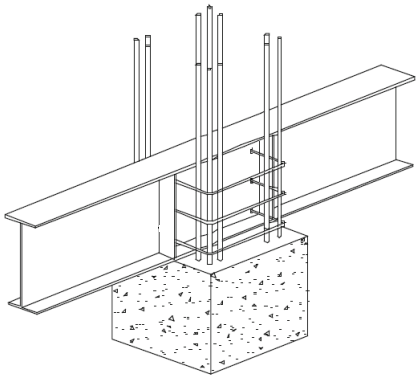
No caso de pilares tubulares mistos preenchidos de concreto, é possível utilizar ligações com chapas passantes para vigas chegando em um (Figura 1d) ou em dois lados do pilar (Figura 1e). Essa conexão também pode ser empregada em pilares de concreto armado e tem como principal desvantagem a interferência com as barras da armadura longitudinal e transversal dos pilares. Além disso, ela possui um comportamento classificado como flexível. Caso seja necessário conceber uma ligação rígida, deve-se garantir a transmissão de forças devidas ao momento fletor de extremidade, o que pode ser feito utilizando-se diafragmas ou anéis externos transversais (Figura 1f e Figura 1g).

Ainda em relação aos pilares mistos, nesses pontos de ligação, denominados regiões de introdução de carga, há a necessidade de se transferir parte da carga do elemento de aço para o concreto. Se a tensão de cisalhamento resistente de cálculo dessa interface for inferior à tensão causada pelas forças cortantes solicitantes de cálculo, usualmente são empregados *stud bolts* para realizar a transferência de carga (Figura 2a). Outra possibilidade consiste em utilizar parafusos soldados ao tubo de aço (Figura 2b). Embora seja uma solução simples e de aplicação relativamente fácil, a necessidade de se realizar a solda de campo desses parafusos gera uma etapa adicional para a equipe de montagem, além de exigir uma verificação posterior de sua execução.

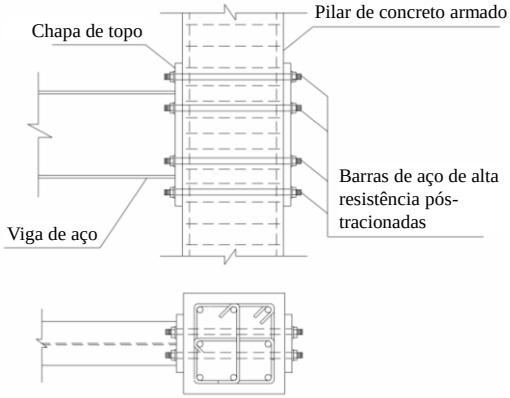
Figura 1 – Diferentes concepções de ligações entre vigas e pilares.



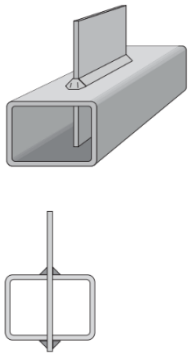
(a) Kuhlmann et al. [1]



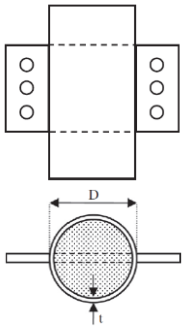
(b) Choi et al. [2]



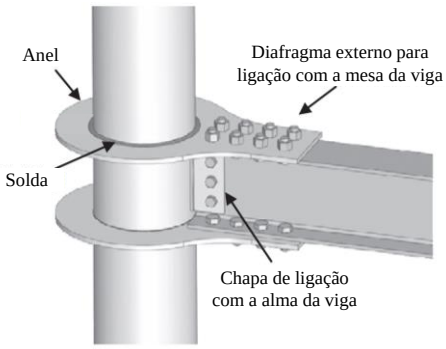
(c) Adaptado de Wu [3]



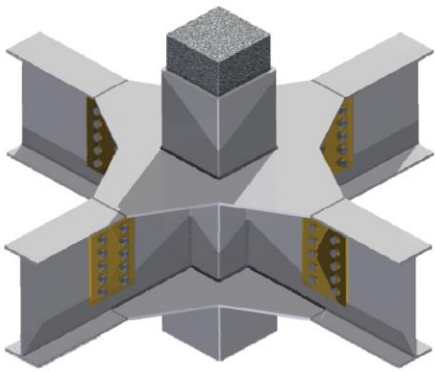
(d) Kurobane et al. [4]



(e) Mollazadeh e Wang [5]



(f) Adaptado de Sabbagh et al. [6]

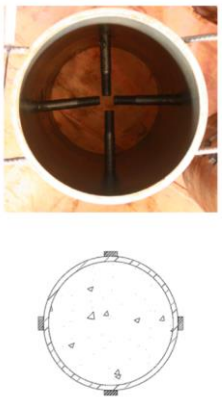


(g) Liew e Xiong [7]

Figura 2 – Mecanismos de introdução de carga utilizando (a) pinos com cabeça em pilar misto parcialmente revestido de concreto e (b) parafusos soldados ao tubo de pilar misto preenchido de concreto.



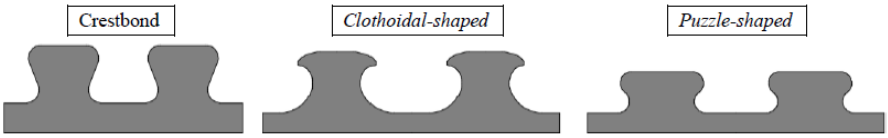
(a) Fakury et al. [8]



(b) Chaves et al. [9]

Com o intuito de se buscar novas alternativas, recentemente passaram a ser desenvolvidas pesquisas a respeito da aplicação de conectores conhecidos como *composite dowels* para a transmissão de cargas. De forma resumida, esses conectores consistem em chapas de aço com recortes regulares intercalados. Analisando a sua evolução, percebe-se que, ao longo dos anos, diferentes configurações foram testadas e aplicadas. No entanto, as geometrias chamadas de *clothoidal* e *puzzle* (Figura 3b e Figura 3c) são, atualmente, as de maior aceitação internacional e, inclusive, o seu dimensionamento é abordado pela aprovação técnica alemã Z-26.4-56 [10]. Outra opção, consiste na aplicação do conector denominado Crestbond (Figura 3a), desenvolvido no Brasil por Veríssimo [11].

Figura 3 – Exemplos de geometrias de conectores em chapas de aço com recortes.

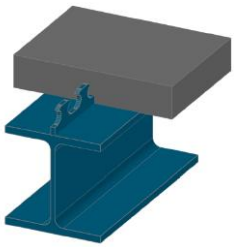


(a) (b) (c)

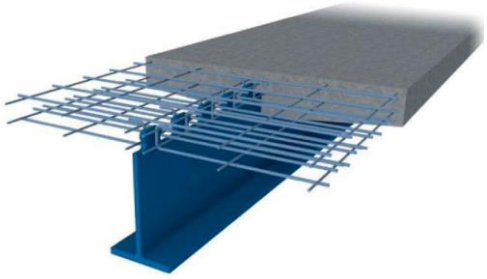
Fonte: Cardoso [12].

Originalmente, os conectores de cisalhamento *clothoidal* e *puzzle* foram concebidos para serem aplicados em vigas mistas de aço e concreto utilizadas em pontes. Eles podem ser soldados na mesa superior (Figura 4a) ou fabricados diretamente na alma das vigas de aço. Nessa segunda configuração, há uma economia de material, pois a mesa superior é descartada e a área de aço próxima à linha neutra da viga mista possui um valor mínimo (Figura 4b). Além disso, também é possível empregar os *composite dowels* em vigas mistas em forma de "T", nas quais uma parcela ainda menor do perfil de aço é utilizada. Nesse caso, há diversas configurações que podem ser usadas, sendo que algumas delas estão exemplificadas a seguir (Figura 4c e Figura 4d).

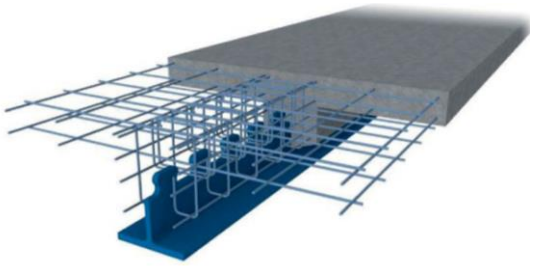
Figura 4 – Exemplos de aplicação dos conectores *composite dowels*.



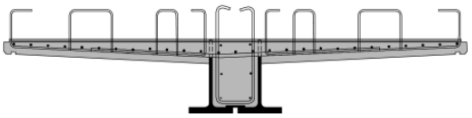
(a) Lechner [13]



(b) Feldman et al. [14]



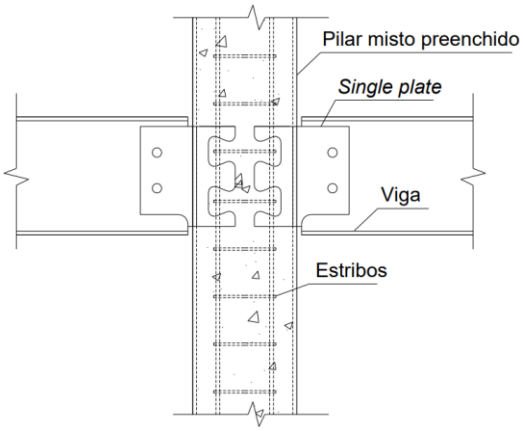
(c) Feldman et al. [14]



(d) Seidl et al. [15]

Após a obtenção de resultados satisfatórios em relação ao comportamento dos *composite dowels* em vigas mistas de aço e concreto, percebeu-se a possibilidade de aplicá-los como mecanismos de transferência de cargas entre vigas e pilares (Figura 5). Nessa nova abordagem, a geometria do conector *composite dowel* é confeccionada diretamente na chapa de ligação, também conhecida como *single plate*, apresentando recortes intercalados iguais aos dos *composite dowels* citados anteriormente. Como os *dowels* das chapas possuem espaçamentos regulares entre si, essa solução facilita a passagem dos estribos que fazem parte da armadura do pilar. Além disso, dependendo do nível de carregamento, a própria chapa de ligação pode realizar a transferência de carga, sem a necessidade de elementos adicionais, o que torna a solução ainda mais atrativa.

Figura 5 – Ligação entre vigas de aço e pilar misto preenchido com concreto, utilizando *single plates* com recortes intercalados.



Fonte: Oliveira et al. [16].

Trabalhos recentes como os de Cardoso [12] e Santos [17] confirmaram a viabilidade desse modelo de ligação em temperatura ambiente, tanto para pilares mistos preenchidos de concreto quanto para pilares de concreto. Entretanto, o comportamento dos *composite dowels* e de outros tipos de conectores de cisalhamento após incêndio ainda necessita de uma maior investigação. Nos últimos anos, é possível perceber um maior engajamento da comunidade científica em conduzir pesquisas a respeito desse assunto, mas a quantidade de publicações ainda é reduzida.

1.1 Objetivos

Este artigo pretende apresentar uma revisão bibliográfica de trabalhos, principalmente internacionais, a fim de se entender o comportamento de mecanismos para transferência de cargas em pilares, tanto em temperatura ambiente quanto após incêndio. Além disso, também são indicados os resultados de estudos relativos às propriedades residuais do concreto e do aço expostos a altas temperaturas e resfriados na sequência, para um melhor entendimento dos modos de falha que podem ocorrer após incêndio nos elementos analisados.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O principal método utilizado no presente trabalho foi a pesquisa bibliográfica. Inicialmente, realizou-se uma busca na literatura de informações gerais relativas aos principais tipos de conectores de cisalhamento e sobre o desenvolvimento daqueles conectores denominados *composite dowels*. Em seguida, foram levantadas informações recentes sobre a aplicação de conectores de cisalhamento para a transmissão de carga para pilares em temperatura ambiente e, em alguns casos, sobre a sua aplicação e comportamento após incêndio. Na sequência, buscou-se por trabalhos que abordassem o comportamento do concreto e do aço em temperaturas elevadas e depois de passarem por diferentes tipos de resfriamento, com o objetivo de se ter uma melhor compreensão dos fenômenos que podem ocorrer nos mecanismos de transferência de carga em pilares após incêndio.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

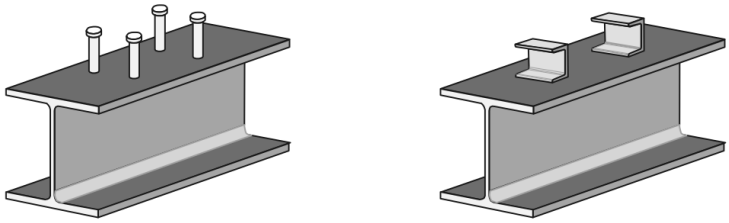
A seguir, serão apresentadas as informações mais relevantes levantadas após a pesquisa bibliográfica citada anteriormente.

3.1 Principais tipos de conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento podem ser definidos como elementos que promovem a ligação mecânica entre os componentes de aço e de concreto, criando um conjunto único para resistir aos esforços que estarão solicitados. De uma maneira geral, proporcionam comportamento misto para o elemento estrutural ou para a ligação em que forem utilizados.

Conforme relatado em Veríssimo [11], Malite [18] e Chaves [19], os estudos referentes ao comportamento dos conectores de cisalhamento iniciaram-se na primeira metade do século XX e, atualmente, há várias configurações de dispositivos que podem ser utilizadas para essa finalidade. No Brasil, a ABNT NBR 8800:2008 [20] aprova a utilização de dois tipos: pinos com cabeça (*stud bolts*) e perfil U laminado ou formado a frio (Figura 6).

Figura 6 – Conectores de cisalhamento do tipo (a) pino com cabeça e (b) perfil U laminado.

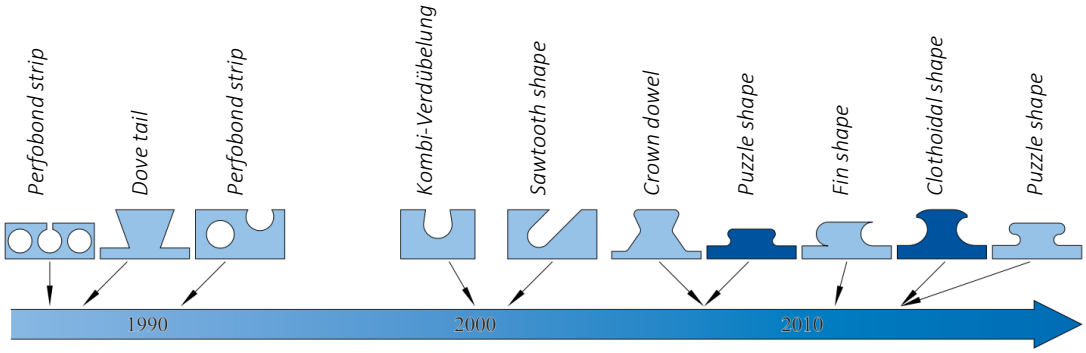


(a) (b)

Fonte: Veríssimo [11].

Segundo Kopp et al. [21], na década de 1980, deu-se início ao estudo dos conectores de cisalhamento denominados *composite dowels* (Figura 7). Eles podem ser definidos como chapas de aço com aberturas regulares intercaladas, criando *dowels* de aço e de concreto (CARDOSO [12]). Os conectores do tipo *clothoidal* (CL) e *puzzle* (PZ) são, atualmente, os modelos de maior aceitação internacional. A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 [10] passou a incorporar esses dois modelos desde 2013 e percebe-se sua maior utilização em vigas mistas de pontes.

Figura 7 – Desenvolvimento dos conectores em chapa.

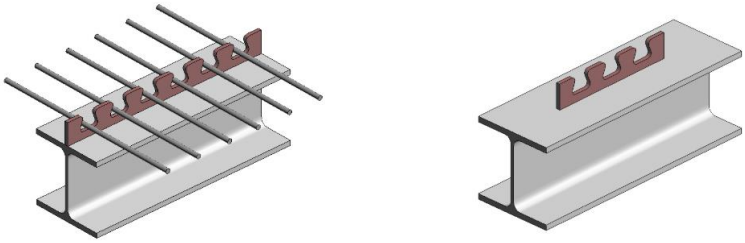


Fonte: Kopp et al. [21].

No Brasil, Veríssimo [11] desenvolveu um conector de cisalhamento em chapa plana de aço, com recortes em forma de dentes trapezoidais e cantos arredondados, denominado Crestbond (Figura 8). Ele foi criado como uma alternativa ao *stud bolt*, perfil U e Perfobond, utilizados em vigas mistas de aço e concreto. Entre suas vantagens está a possibilidade de instalação em mesas com larguras estreitas, o que muitas vezes inviabiliza o uso de perfis U; maior ductibilidade em relação ao Perfobond; presença de furos abertos para a disposição das armaduras da laje; instalação sem a necessidade de equipamentos especiais, como ocorre com os *stud bolts*; fabricação com maior produtividade devido à sua simetria; e fácil instalação em sistemas de pisos com pré-laje.

Após diversos testes, Veríssimo [11] chegou ao protótipo final que, por apresentar um diâmetro de referência de 56 mm, recebeu a designação CR56b. Os estudos a respeito do comportamento do Crestbond seguiram depois do seu desenvolvimento inicial, principalmente na UFV e UFMG, como nos trabalhos de Oliveira [22], Silva [23], Silva [24], Dutra [25], Petrauski [26] e Almeida [27].

Figura 8 – Conector Crestbond (a) contínuo e (b) descontínuo.



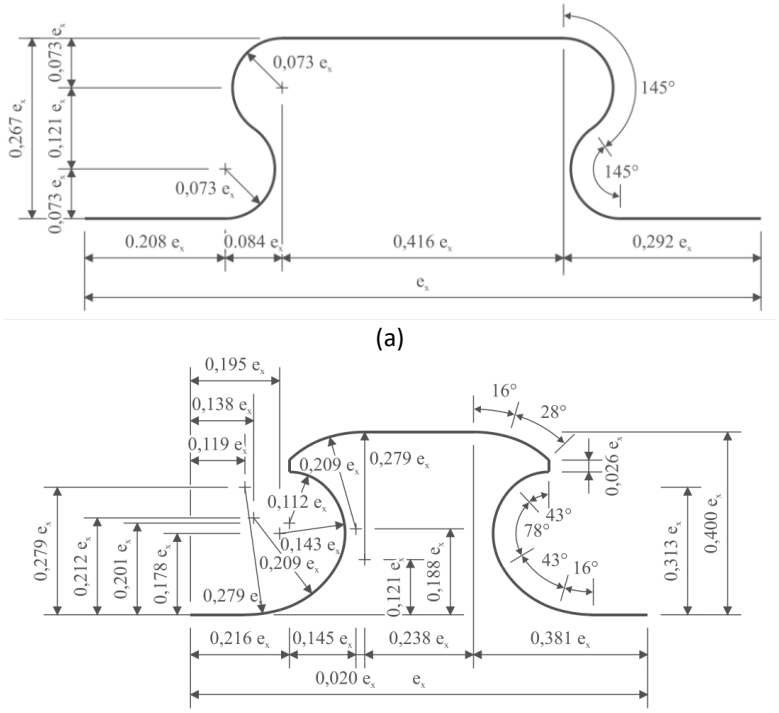
(a) (b)

Fonte: Veríssimo [11].

3.2 Mecanismos de falha dos conectores *composite dowels*

A aprovação técnica alemã Z-26.4-56 [10] define critérios de dimensionamento para os conectores contínuos do tipo *clothoidal* e *puzzle*. Na Figura 9 são apresentadas as medidas padronizadas desses dois tipos de conectores em função do passo e_x, referente à distância entre o centro dos *dowels*.

Figura 9 – Geometria dos *composite dowels* do tipo (a) *puzzle* e (b) *clothoidal*.



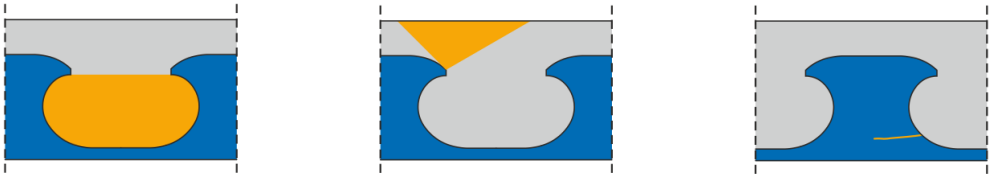
(a)

(b)

Fonte: Kopp et al. [21].

São abordados três possíveis modos de falha para conectores submetidos a carregamentos estáticos: cisalhamento do concreto (Figura 10a), ruptura cônica do concreto ou *pry-out* (Figura 10b) e falha do aço do conector (Figura 10c). Segundo Cardoso et al. [28], a aprovação técnica aborda apenas conectores contínuos e, por isso, não considera em sua formulação a contribuição da região frontal do conector (Figura 11) na resistência aos esforços solicitantes de cisalhamento, representados a seguir pela força F_v.

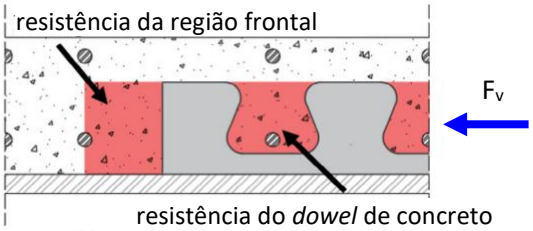
Figura 10 – Modos de falha dos *composite dowels*.



(a) cisalhamento do concreto (b) *Pry-out* do concreto (c) Falha do aço do conector

Fonte: Kopp et al. [21].

Figura 11 – Resistência da região frontal do conector.

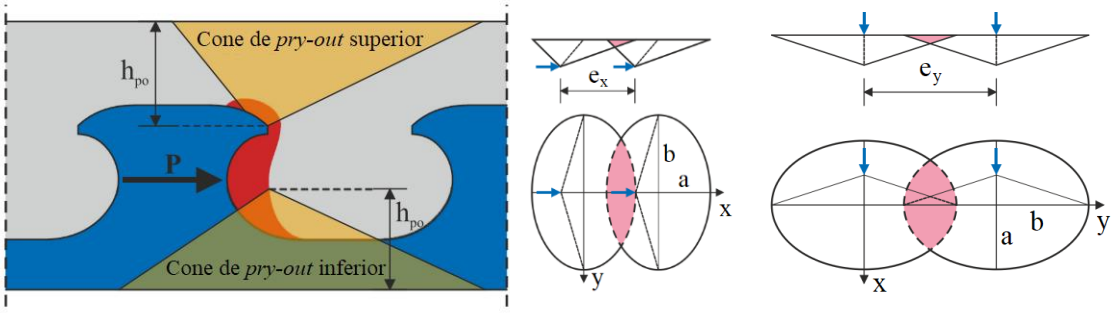


Fonte: Cardoso et al. [28].

De acordo com Kopp et al. [21], o cisalhamento do concreto é caracterizado pela formação de dois planos de cisalhamento no *dowel* de concreto e é o modo de falha predominante em conectores de grandes espessuras e com pequenas aberturas entre os *dowels*. A área de cisalhamento do *dowel* de concreto (A_D) e a resistência ao cisalhamento do concreto são os principais parâmetros para a capacidade de carga. A existência de barras de armadura no *dowel* de concreto também gera um efeito adicional de ancoragem e, portanto, influi diretamente na capacidade resistente do conector.

Conforme Kopp et al. [21] e Classen e Hegger [29], no *pry-out* ou ruptura cônica do concreto, a condição de pressão hidrostática na zona de introdução de carga gera uma força de ruptura perpendicular à força de cisalhamento. Essa força de expulsão causa tensões de tração nessa região, que levam à ocorrência de um cone de arrancamento em um estado-limite último. Os autores ainda complementam que esse é um modo de falha característico de conectores de cisalhamento com aberturas e não ocorre em conectores de cisalhamento fechados, como é o caso do Perfobond. Além disso, esse fenômeno tem um comportamento dúctil e ocorre para pequenas distâncias entre o *dowel* de concreto e a superfície superior ou inferior (Figura 12a). A existência de *dowels* de aço próximos, tanto na direção longitudinal (Figura 12b) quanto na direção transversal (Figura 12c), pode promover uma sobreposição dos cones de ruptura individuais, reduzindo ainda mais a resistência dos conectores ao *pry-out*.

Figura 12 – Representação esquemática dos cones de *pry-out*.



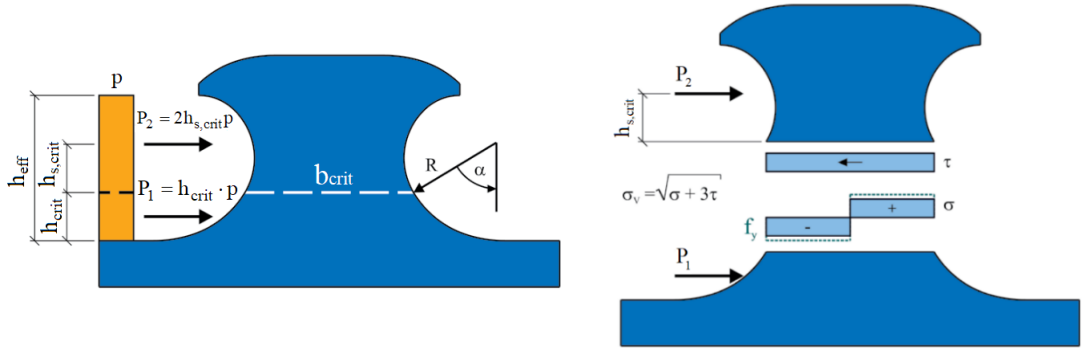
(a) (b) (c)

Fonte: Kopp et al. [21].

Quanto à falha do aço do conector, esse fenômeno ocorre se a força de cisalhamento a ser transferida pelo *dowel* de aço exceder a sua capacidade de plastificação, e é encontrado principalmente em chapas de pequenas espessuras e com aços de baixa resistência. Nesse modo de falha há uma combinação de tensões de cisalhamento e de flexão nos *dowels* de aço, levando à ruptura do conector na seção crítica. Como o aço apresenta um comportamento dúctil, esse modo de falha apresenta grandes deformações plásticas (KOPP et al. [21]).

Na Figura 13 é mostrada uma representação esquemática da falha do aço do conector. Percebe-se que na largura b_{crit} atuam, simultaneamente, tensões de cisalhamento (τ) e tensões normais devidas à flexão (σ). A força cisalhante total p atuante no *dowel* de aço é constante ao longo da altura h_{eff}. Essa força pode ser dividida nas resultantes P_1 e P_2, que atuam abaixo e acima da seção crítica, respectivamente. Considera-se que a força P_1 não gera tensões na seção crítica, enquanto que a força de cisalhamento P_2 é responsável pela atuação simultânea das tensões de cisalhamento e flexão. Essas tensões de flexão são causadas pelo fato da força P_2 possuir um braço de alavanca h_{crit} em relação à seção crítica. O modelo mecânico utilizado na determinação analítica desse modo de falha é baseado no critério de escoamento de von Mises. Nesse caso, a capacidade de carga é atingida quando as tensões internas na seção crítica do conector alcançam a superfície cilíndrica delimitada por esse critério (FELDMANN et al. [14]; KOPP et al. [21]).

Figura 13 – Representação esquemática da falha do aço do conector.



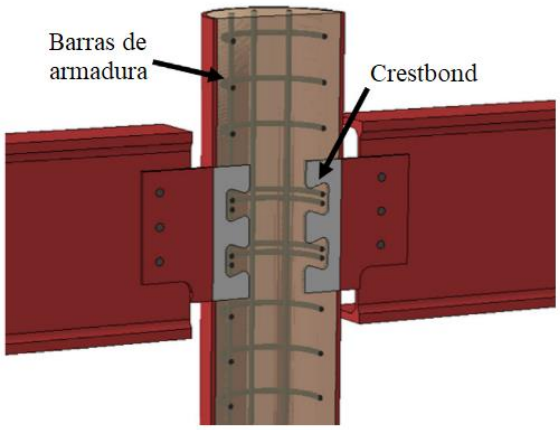
(a) (b)

Fonte: Feldmann et al. [14].

3.3 Aplicação de conectores *composite dowels* para transmissão de carga em pilares mistos preenchidos de concreto e pilares de concreto

Recentemente, novas pesquisas a respeito dos conectores *composite dowels* passaram a ser desenvolvidas na UFMG, utilizando esses conectores como elementos de ligação entre vigas e pilares mistos preenchidos de concreto em temperatura ambiente (Figura 14).

Figura 14 – Ligação viga-PMPC por meio de conectores Crestbond.



Fonte: Cardoso et al. [28].

Aguiar [30] desenvolveu modelos numéricos baseados em ensaios experimentais, buscando recriar as condições dos protótipos ensaiados com conectores Crestbond. Na sequência, Cardoso [12] realizou um estudo numérico e experimental a respeito do comportamento dos conectores Crestbond em pilares mistos preenchidos de concreto (PMPC) com seções compactas. Inicialmente, os resultados de ensaios de cisalhamento padrão em elementos de vigas mistas foram analisados numericamente para se avaliar os efeitos devidos ao confinamento provocado pelo perfil tubular. Nessa etapa, foram comparadas as geometrias *puzzle* (PZ), presente na aprovação técnica Z-26.4-56 [31], e Crestbond. Com isso, foi possível fazer adaptações na metodologia de cálculo da aprovação técnica, ajustando alguns coeficientes para o Crestbond.

Em seguida, foi desenvolvido um programa experimental composto por 20 ensaios de cisalhamento adaptados, incluindo seções circulares e retangulares, diferentes tipos de conectores, concreto convencional com elevada relação água/cimento (a/c) e concreto autoadensável. Constatou-se que, nos modelos em que foi empregado o concreto convencional, o efeito de retração foi maior, o que contribuiu para a redução das rigidezes dos modelos nos primeiros deslizamentos relativos. Nos modelos em que foi utilizado o concreto autoadensável, a retração foi menor, propiciando uma melhor aderência entre o perfil de aço e o núcleo de concreto. Além disso, avaliando as rigidezes dos conectores *stud bolts* e Crestbond, foi possível classificá-las, respectivamente, como flexíveis e rígidas. Seguindo o critério de ductibilidade da norma EN 1994-1-1:2004 [32], as duas conexões foram classificadas como dúcteis.

Depois dessa etapa, Cardoso [12] calibrou os modelos numéricos e realizou um estudo paramétrico, processando, aproximadamente, 200 modelos com a variação dos seguintes parâmetros: dimensões da seção do perfil tubular; tipos de seção (circular, quadrada ou

retangular); propriedades mecânicas do tubo de aço, núcleo de concreto e conector; espessura do conector; passo e_x; e número de *dowels* de concreto.

Com base nos valores experimentais e das simulações numéricas, verificou-se que o cisalhamento do concreto não foi um modo predominante de falha, pois a alta compacidade das seções dos modelos analisados promoveu uma forte contenção da expansão lateral do concreto devida à fissuração. Em PMPC com seções quadradas ou retangulares, os *dowels* de aço dos conectores Crestbond falharam, igual ao que ocorre com os conectores *composite dowels* em vigas mistas. Esse comportamento validou, para as referidas seções transversais, a aplicação do procedimento de cálculo da capacidade resistente característica presente na aprovação técnica Z-26.4-56 [31]. De forma diferente, nos PMPC de seções circulares, observou-se uma grande restrição do perfil tubular à saída do conector e à expansão lateral do concreto, o que ocasionou a falha do aço do conector na seção crítica do *dowel* frontal.

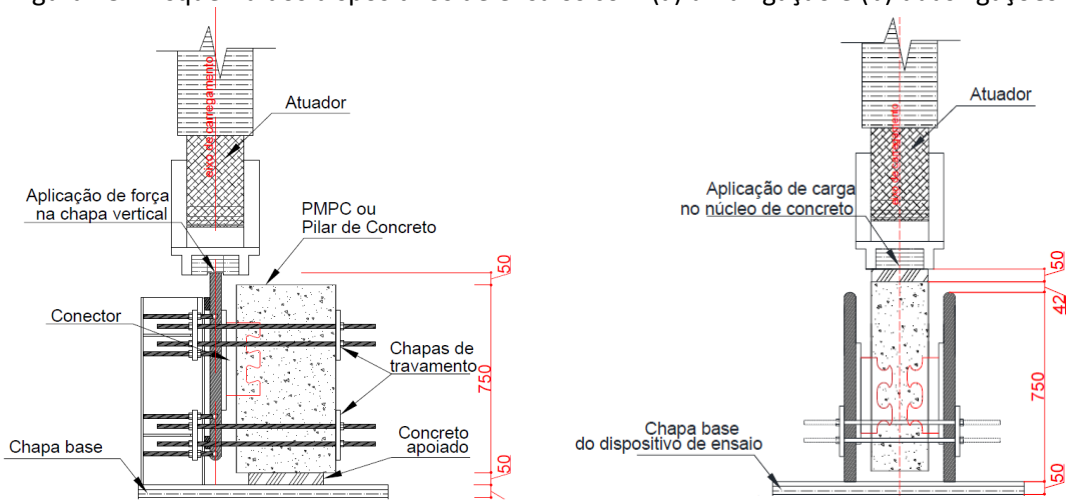
Por fim, Cardoso [12] concluiu que, em PMPC com seções compactas, o único estado-limite último (ELU) aplicável para o dimensionamento dos conectores Crestbond é a falha do aço do conector. Entretanto, para seções semicompactas ou esbeltas, o cisalhamento do concreto e o *pry-out* podem prevalecer como ELU.

Desse modo, Santos [17] deu prosseguimento aos estudos, avaliando a aplicação de conectores Crestbond, *clothoidal* e *puzzle* como dispositivos de introdução de cargas em PMPC com seções circulares e esbeltas. O programa experimental foi constituído por 10 modelos. Desse total, nove modelos eram PMPC esbeltos e o outro modelo consistia em um pilar de concreto armado, que foi proposto para simular a condição extrema de espessura mínima de um perfil tubular esbelto.

Os ensaios de cisalhamento foram realizados em duas etapas. Na primeira etapa, foram ensaiados modelos com uma ligação, utilizando conectores Crestbond e um dispositivo de ensaio desenvolvido para carregamentos excêntricos (Figura 15a). Na segunda etapa, foram testados modelos com duas ligações, constituídos por conectores do tipo *clothoidal* e *puzzle* (Figura 15b). Em todos os ensaios, o processo de execução seguiu as diretrizes do Anexo B da norma EN 1994-1-1:2004 [32].

Ao se comparar os resultados de modelos de uma ligação em relação aos modelos simétricos analisados por Cardoso [12], obteve-se uma relação média igual a 0,89 entre as capacidades resistentes dos conectores, demonstrando que a utilização do dispositivo de ensaio excêntrico forneceu resultados confiáveis. Além disso, também se observou que os modelos ensaiados com uma ligação (primeira etapa) apresentaram rigidezes menores quando comparados aos modelos de duas ligações (segunda etapa). Dessa forma, concluiu-se que a configuração do ensaio teve influência na rigidez inicial, mas não alterou a força máxima resistida pelas conexões.

Figura 15 – Esquema dos dispositivos de ensaios com (a) uma ligação e (b) duas ligações.



Fonte: Santos [17].

Na sequência, Santos [17] desenvolveu modelos numéricos calibrados com os resultados experimentais, utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS. Os resultados fornecidos pelas análises possibilitaram concluir que as falhas dos modelos com uma ligação ocorreram no aço do conector ou por uma interação mista, iniciada pela falha do aço do conector e seguida pelo cisalhamento do concreto. Nos modelos da segunda etapa, verificou-se numericamente a falha mista nos conectores do tipo *clothoidal* e a falha por cisalhamento nos conectores *puzzle*. Acredita-se que essa diferenciação nos modos de falha ocorreu principalmente devido a diferenças geométricas entre conectores.

Com a validação do estudo numérico, realizou-se uma investigação paramétrica em 136 modelos, englobando pilares de concreto armado e pilares mistos com seções compactas, semicompactas e esbeltas. Considerando os resultados obtidos, constatou-se que todos os modelos de pilares mistos, independentemente da esbeltez local do tubo de aço, apresentaram falha no aço do conector. Todavia, essa constatação não pode ser generalizada para todos os tipos de conectores, pois a maioria dos modelos paramétricos foi desenvolvida com Crestbond.

Em relação aos pilares de concreto armado, observou-se que há uma tendência de o modo de falha ocorrer no aço do conector quando há armadura no núcleo de concreto, a espessura do conector é reduzida ou a área do pilar é muito maior que as áreas carregadas pelas chapas dos conectores. As falhas por *pry-out* ou cisalhamento do concreto foram encontradas em todos os modelos sem armaduras de reforço, que não são viáveis de se utilizar na prática. Quando o diâmetro do pilar era da ordem de 250 mm, a falha por cisalhamento do concreto foi preponderante. Nos pilares com diâmetro de 400 mm, o modo de falha variou de acordo com as propriedades geométricas dos conectores, como espessura, espaçamento entre aberturas e altura da base dos *dowels*. Nesses casos, de um modo geral, a falha por *pry-out* ocorreu quando a espessura da chapa dos conectores era maior do que 12,5 mm.

Por último, merece ser mencionado que em Prado [33] e Prado et al. [34] podem ser encontrados os resultados das primeiras análises numéricas em situação de incêndio, nas quais

foram comparados os comportamentos do conector Crestbond e da chapa passante como dispositivos de transferência de cargas em PMPC. Para isso, foram verificados diferentes diâmetros (200, 400 e 600 mm), submetidos a níveis de carregamentos equivalentes a 30, 50 e 70% da carga resistente em temperatura ambiente. As análises térmicas indicaram que, independentemente do diâmetro do tubo de aço, o Crestbond apresentou uma temperatura maior do que a da chapa passante, porém com diferenças pequenas, de até 12%. No que se refere às relações entre o tempo até a falha e o nível de carregamento, observou-se que, para diâmetros de 200 mm, o comportamento do Crestbond e da chapa passante é similar. Entretanto, em diâmetros iguais a 400 e 600 mm, a chapa passante mostrou-se mais resistente. Além disso, constatou-se que para níveis de cargas menores ou iguais a 30%, o modo de falha ocorreu no conector, enquanto que, para níveis de carga maiores, o modo de falha ocorreu no concreto, em virtude da perda de confinamento.

3.4 Comportamento de conectores de cisalhamento após incêndio

O desempenho dos conectores *composite dowels* após incêndio não foi objeto de estudo até o momento. Pode-se perceber que as pesquisas focaram, principalmente, na análise do seu comportamento em temperatura ambiente, quando esses elementos são aplicados em vigas mistas de aço e concreto. No que se refere ao estudo em situação de incêndio, em Seidl et al. [35] podem ser encontradas informações obtidas em análises numéricas e experimentais, especialmente quando as vigas são solicitadas por esforços de flexão. Assim, com esses dados, os autores definiram regras práticas de dimensionamento para que as seções transversais respeitem as limitações dessas análises. Recentemente, Schaumann et al. [36] complementou essas informações com resultados de ensaios de cisalhamento envolvendo conectores de geometria *clothoidal*, porém seu estudo não abordou o comportamento pós-incêndio.

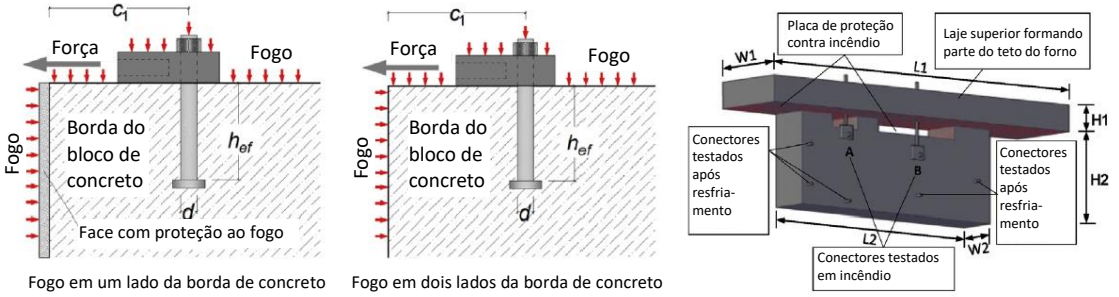
Por outro lado, o desempenho de outros tipos de conectores de cisalhamento após situação de incêndio vem sendo estudado por pesquisadores nos últimos anos. Mashiri et al. [37], por exemplo, desenvolveram uma investigação experimental e teórica do comportamento em temperatura ambiente e após incêndio de conectores de cisalhamento do tipo pinos com cabeça e dois tipos de *blind bolts* (chamados pelos autores como *Blind Bolt 1* e *Blind Bolt 2*). Os protótipos foram aquecidos em um forno, considerando três níveis de temperatura (200, 400 e 600 °C), mantidos durante 1 hora. O aquecimento do forno até as temperaturas desejadas seguiu a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1:1999 [38] e os ensaios foram realizados conforme o protocolo da norma EN 1994-1-1:2004 [32].

Os autores observaram que o modo de falha dominante foi a ruptura do concreto, tanto em temperatura ambiente quanto após incêndio. Depois do resfriamento, os conectores *stud bolts* tiveram reduções menores das cargas de falha. Em 200 °C, por exemplo, o modelo com *stud bolts* apresentou redução igual a 31%. Na temperatura de 400 °C, os dois modelos ensaiados com *stud bolts* tiveram reduções de 52% e 43%, enquanto que, em 600 °C, essas reduções foram de 61% e 66%. Por outro lado, os dois modelos com conectores do tipo *Blind Bolt 2* apresentaram reduções de 39% e 36%, a 200 °C. Em 400 °C, essas reduções foram de 53% e 65%, e a 600 °C, elas foram de 61% e 70%.

Tian et al. [39], por sua vez, realizaram uma investigação experimental e numérica sobre pinos com cabeça localizados próximos às bordas de elementos de concreto e submetidos a forças de cisalhamento. As análises foram realizadas em temperatura ambiente, após 90 minutos de

incêndio-padrão e depois de um resfriamento natural. Foram comparados os comportamentos de diferentes protótipos, alterando-se as distâncias de borda, os diâmetros dos conectores, os comprimentos de ancoragem e considerando a incidência do incêndio em uma ou duas faces expostas (Figura 16).

Figura 16 – Aplicação da força de cisalhamento e atuação do incêndio em (a) uma face, (b) em duas faces da extremidade de concreto; (c) configuração geral do protótipo.



(a) (b) (c)

Fonte: Tian et al. [39].

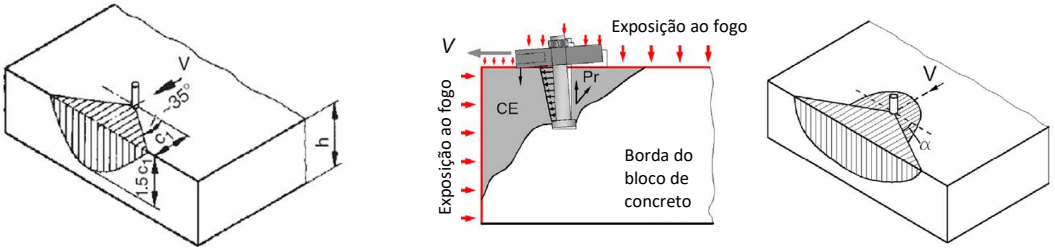
Verificou-se que as forças de ruptura obtidas nos ensaios em temperatura ambiente se aproximaram dos resultados fornecidos pela formulação do Eurocode 2, Parte 4 (EN 1992-4:2018 [40]). Além disso, desconsiderando o confinamento local proporcionado pela geometria em forma de "T" para pequenas distâncias de borda, concluiu-se que, para o concreto fissurado, a redução da resistência após 90 minutos de incêndio em relação àquela obtida em temperatura ambiente foi de, aproximadamente, 62%. Depois do resfriamento, a redução foi ainda maior, em cerca de 90%. Esse comportamento é justificado pelo fato da superfície superior da laje, não exposta diretamente ao incêndio, resfriar-se mais rapidamente que a região interna, em contato direto com o calor. Dessa forma, esse gradiente térmico causou danos adicionais ao concreto, o que levou à redução da resistência ao cisalhamento dos conectores.

Também foi observado que a formulação presente no EN 1992-4:2018 [40] gera resultados superestimados quando a incidência do incêndio ocorre em duas faces. Esse fato foi constatado tanto para diferentes distâncias de borda quanto para diferentes comprimentos de embutimento. Isso era esperado, pois a formulação adotada na norma europeia considera a incidência em apenas uma face. Nesse caso, a referida norma estabelece que a resistência à falha na borda de concreto, para um único conector instalado em um elemento de concreto não fissurado e submetido até 90 minutos de incêndio-padrão, é igual a 17,5% daquela encontrada em temperatura ambiente. Por fim, concluiu-se que a utilização dessa formulação também não é indicada para a situação após o resfriamento, sendo necessários mais estudos a respeito.

Posteriormente, Tian et al. [41] desenvolveram um estudo experimental para avaliar a resistência de conectores do tipo pino com cabeça submetidos a forças cisalhantes, aplicadas de modo perpendicular e na direção de bordas em lajes de concreto. Os protótipos foram ensaiados em temperatura ambiente (referência) e após serem submetidos a incêndio e resfriados naturalmente. Nesse último caso, foi adotada a curva padronizada da ISO 834-1:1999 [38], considerando 15 e 60 minutos de incêndio.

Observou-se que o padrão de falha após o incêndio ocorreu de forma diferente daquela encontrada em temperatura ambiente. Ao invés de ocorrer uma propagação de fissuras em um ângulo médio de 35° (Figura 17a), o ângulo de dispersão após a exposição ao fogo foi menor do que 10°, o que proporcionou um aumento da região danificada. Também se verificou que o mecanismo de ruptura ocorreu por uma combinação entre a falha da borda do concreto com a falha por *pry-out* (Figura 17b). Entretanto, o fenômeno de *pry-out* foi percebido apenas após a força última, evidenciando que a falha da borda governou a ruptura do concreto.

Figura 17 – Padrão de falha em (a) temperatura ambiente e (b) após a exposição ao fogo.



(a) (b)

Fonte: Tian et al. [41].

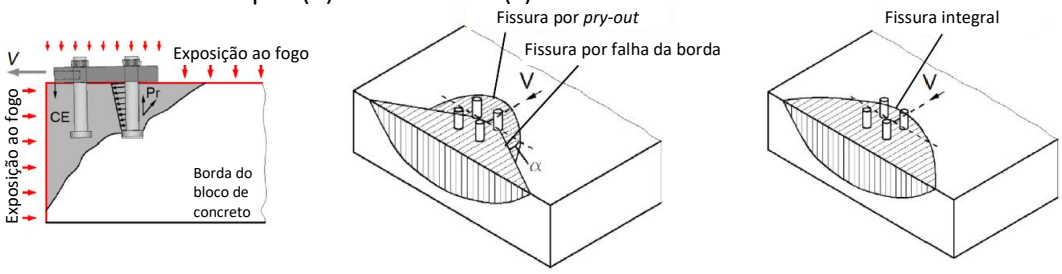
Pelos resultados obtidos, os autores conseguiram demonstrar que a rigidez ao cisalhamento é diretamente influenciada pela duração do incêndio. A distância entre o conector e a borda, e a resistência média à compressão do concreto foram os fatores dominantes nessa determinação. Quanto aos deslocamentos relativos, eles apresentaram uma elevação com a diminuição da rigidez, como esperado. Além disso, percebeu-se que o diâmetro dos conectores, o comprimento efetivo de embutimento e a resistência média à compressão do concreto foram os fatores que tiveram maior influência na definição da resistência. Em relação ao valor determinado em temperatura ambiente, a resistência do conector devida à ruptura da borda de concreto sofreu redução de cerca de 50% e 85% após 15 minutos e 60 minutos de incêndio, seguido de resfriamento, respectivamente. Em outras palavras, ao se aplicar o incêndio-padrão por 60 minutos, a resistência remanescente foi igual a, aproximadamente, 15%. Esse valor é próximo aos 17,5% indicado pelo Anexo D do EN 1992-4:2018 [40].

Os estudos apresentados em Tian et al. [41] foram aprofundados em Tian et al. [42], no qual são apresentados novos ensaios com conectores isolados e em grupos de 2 e 4 conectores. As condições de ensaio foram as mesmas da investigação anterior. Em relação aos modos de falha, constatou-se que os conectores submetidos a incêndios de 15 minutos e resfriados naturalmente apresentaram uma ruptura formada pela falha da borda do concreto seguida de *pry-out* (Figura 18a e b). Esse comportamento já havia sido observado para conectores isolados. No entanto, para incêndios de 60 minutos, o efeito do *pry-out* ocorreu de forma menos evidente e os conectores tiveram um modo de falha delimitado por uma grande fissura na região posterior (Figura 18c). No caso dos grupos de 4 conectores, não foram visíveis fissuras na linha dos conectores mais próximos das bordas.

No que diz respeito à rigidez ao cisalhamento, os autores observaram que, em temperatura ambiente e para um pequeno período de exposição ao fogo, as rigidezes encontradas foram bastante distintas e proporcionais ao número de pinos. Entretanto, com o aumento da duração

do incêndio, essa diferença diminuiu. Independentemente do número de conectores, a rigidez reduziu, em média, 75% e 95% para incêndios de 15 e 60 minutos, respectivamente.

Figura 18 – (a) Padrão de falha encontrado para um grupo de 4 conectores; padrão de falha após (b) 15 minutos e (c) 60 minutos de incêndio.



(a) (b) (c)

Fonte: Tian et al. [42].

De forma a complementar os estudos anteriores, em Tian e Ožbolt [43] é apresentada uma investigação experimental e numérica sobre a falha por *pry-out* em conectores isolados, do tipo pino com cabeça. As análises foram realizadas após exposição ao fogo por 15 ou 60 minutos e resfriamento natural. Durante os ensaios, apesar do *spalling* ser frequentemente associado a concretos com elevadas resistências à compressão, observou-se a ocorrência desse fenômeno nas regiões centrais das lajes com concreto classe C20/25 (Figura 19). Por outro lado, nas lajes confeccionadas com concreto C40/50, o *spalling* não foi observado devido à utilização de fibras de polipropileno na preparação do concreto.

Figura 19 – Efeitos do fogo nos protótipos de concreto após (a) 15 minutos e (b) 60 minutos de incêndio-padrão.



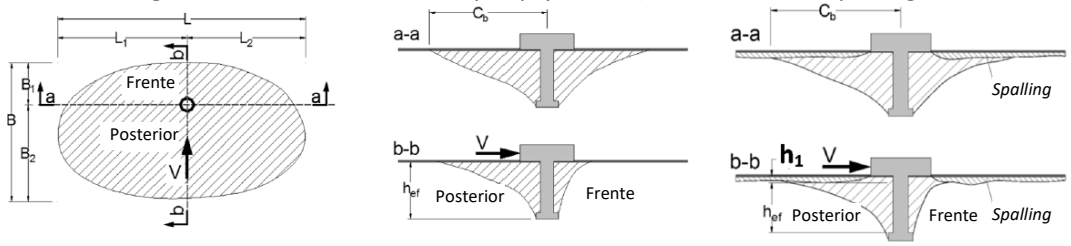
(a) (b)

Fonte: Tian e Ožbolt [43].

Os resultados experimentais e numéricos permitiram constatar que a redução de área de concreto nas proximidades dos conectores, devida ao *spalling*, gera uma diminuição da capacidade resistente ao *pry-out*. A profundidade média nas regiões comprometidas foi de 15 mm, enquanto que a profundidade máxima encontrada foi de, aproximadamente, 25 mm. Os autores perceberam que o fenômeno de *spalling* aconteceu apenas entre 10 e 15 minutos de incêndio, quando a taxa de aquecimento da ISO 834-1:1999 [38] é relativamente alta.

Quanto ao padrão de ruptura, constatou-se que as superfícies de falha em temperatura ambiente e após 15 minutos de incêndio apresentaram dimensões *L x B* semelhantes (Figura 20). Todavia, após 60 minutos de exposição ao fogo, o tamanho da área fraturada sofreu uma diminuição. Essa característica também foi percebida durante as modelagens numéricas. Com elas, foi possível observar que a fissura principal ocorre na região posterior do conector e, como os danos causados após o resfriamento são mais severos para incêndios com durações maiores, essa fissura se desenvolve mais abruptamente, resultando em um tamanho de fratura relativamente menor.

Figura 20 – Padrões de falha por *pry-out* (a) com e (b) sem *spalling*.



(a) (b)

Fonte: Tian e Ožbolt [43].

Tian e Ožbolt [43] ainda concluíram que a resistência média à compressão do concreto e o comprimento de embutimento possuem grande influência na capacidade resistente dos conectores ao *pry-out* após submetidos ao incêndio. Enquanto que a resistência ao *pry-out* em temperatura ambiente é proporcional à resistência média à compressão do concreto elevada a 0,5, depois de 15 e 60 minutos de exposição ao fogo, esse expoente passa ser igual a 1,6 e 0,95, respectivamente. Por sua vez, os conectores com menores comprimentos de ancoragem mostraram uma maior redução de resistência. Os pinos com 70 mm de embutimento, por exemplo, depois de serem submetidos a 15 minutos de incêndio, tiveram uma redução média de 54% em relação ao valor de referência. Ao se elevar esse tempo de exposição para 60 minutos, todos os conectores tiveram uma redução de resistência ainda maior, igual a 70%, para qualquer comprimento de embutimento.

Quanto ao tempo de exposição ao fogo, de uma forma geral, a análise paramétrica mostrou que, após 15 minutos de incêndio, a redução da resistência ficou entre 20% e 50% do valor de referência em temperatura ambiente. Após 90 minutos, a redução obtida foi de 80%, evidenciando que o aumento da duração do incêndio causa uma grande redução na resistência ao *pry-out* dos conectores.

Outro estudo recente sobre a resistência de conectores de cisalhamento após incêndio é encontrado em Mirza et al. [44]. Nesse trabalho, é verificado o comportamento estrutural de pinos com cabeça aplicados em vigas mistas de aço e concreto. Os ensaios foram conduzidos de acordo com o protocolo presente na norma EN 1994-1-1:2004 [32], considerando os exemplares em temperatura ambiente, submetidos a temperaturas de 200, 400 e 600 °C, e após resfriamento. Para efeitos de comparação, os corpos de prova foram confeccionados com dois tipos de concreto: comum e com nanotubos de carbono.

Os resultados experimentais e numéricos mostraram que o modo de falha em todos os casos se deu pelo cisalhamento dos conectores. Ao se analisar a capacidade resistente ao cisalhamento e a ductilidade, foi constatado o fato de que esses fatores são significativamente menores durante a exposição ao fogo do que após o resfriamento. Isso indica que a resistência ao cisalhamento dos *stud bolts* é recuperada durante o processo de resfriamento.

Comparando com os resultados dos ensaios de *push-out* em temperatura ambiente, os conectores presentes em lajes de concreto comum tiveram perda de 4%, 31% e 60% da resistência ao cisalhamento quando expostos a 200, 400 e 600 °C. Nessas mesmas faixas de temperatura, as perdas após o resfriamento foram de 4%, 9% e 31%, respectivamente. Por outro lado, nas peças feitas de concreto com nanotubos de carbono, as perdas de resistência ao cisalhamento foram de 9%, 27% e 50% quando submetidas a temperaturas de 200, 400 e 600 °C, respectivamente, e de 4%, 11% e 25% depois de passarem por resfriamento. Assim, os autores concluíram que, nos ensaios em temperaturas elevadas, a adição dos nanotubos de carbono proporcionou uma menor redução da força última de cisalhamento entre 400 °C e 600 °C, além de minimizar os efeitos de *spalling*. No entanto, nos ensaios após incêndio, essa adição teve pouco efeito nos valores de resistência obtidos.

3.5 Comportamento dos materiais em temperaturas elevadas e após resfriamento

3.5.1 Concreto

O aumento da temperatura provoca degradações progressivas das propriedades físicas e mecânicas dos materiais, gerando uma diminuição de resistência e de rigidez. Em relação ao concreto, Thelandersson [45] relata que os agregados que o compõem sofrem uma expansão durante o aquecimento. No entanto, a pasta de cimento passa por aumento volumétrico até cerca de 150 °C, mas, a partir dessa temperatura, apresenta um encolhimento elevado. Desse modo, a variação volumétrica nos materiais constituintes causa tensões internas consideráveis.

O autor ainda complementa que, durante o processo de aquecimento e resfriamento, também surgem tensões internas com magnitudes variáveis por causa dos gradientes de temperatura encontrados no elemento. Essa distribuição de temperatura depende da taxa de aquecimento ou resfriamento, do tamanho e da forma do modelo, além das propriedades térmicas do concreto. Esse campo de temperatura não uniforme proporciona o surgimento de fissuras e, consequentemente, a redução de resistência.

Um fenômeno que o concreto pode ficar sujeito em altas temperaturas é conhecido como *spalling* ou lascamento de superfície, que gera uma redução da seção transversal do elemento estrutural (Figura 21). Jansson [46] fez uma extensa revisão histórica dos estudos referentes a esse fenômeno, na qual é mostrada sua complexidade e dependência de algumas variáveis, como a velocidade de aquecimento do concreto, velocidade de resfriamento, teor de umidade, pressão do vapor de água e gases provenientes dos agregados e da pasta de cimento, cobrimento das barras de armadura, características mineralógicas dos agregados, restrição longitudinal do elemento estrutural, entre outros.

Figura 21 – *Spalling* do concreto em (a) uma parede externa e (b) na laje de cobertura de uma garagem.



(a) (b)

Fonte: Jansson [46].

Segundo Costa et al. [47], o *spalling* pode se manifestar na forma de desprendimentos do cobrimento (*sloughing*) ou estilhaçamento violento (*explosive spalling*). Os concretos de alta resistência apresentam maior tendência ao lascamento instantâneo em relação aos concretos usuais, pois sua estrutura compacta e de baixa porosidade dificulta o transporte de vapores formados durante o aquecimento. Com isso, a pressão desses vapores nas camadas mais próximas da superfície do concreto sofre um aumento excessivo, criando a possibilidade de ocorrência de um estilhaçamento violento. De acordo com Bažant e Cusatis [48], esse comportamento do concreto de alta resistência se deve ao fato desse material conseguir armazenar mais energia de deformação devido à sua maior resistência, além de ser mais frágil. Essas características criam condições para o processo de estilhaçamento explosivo.

Ainda segundo Costa et al. [47], os concretos de menor resistência, por possuírem maior porosidade, permitem o transporte do vapor com mais facilidade. No entanto, caso o teor de umidade seja muito elevado, eles também podem sofrer desprendimentos do cobrimento (*sloughing*) profundos e prematuros, expondo as armaduras.

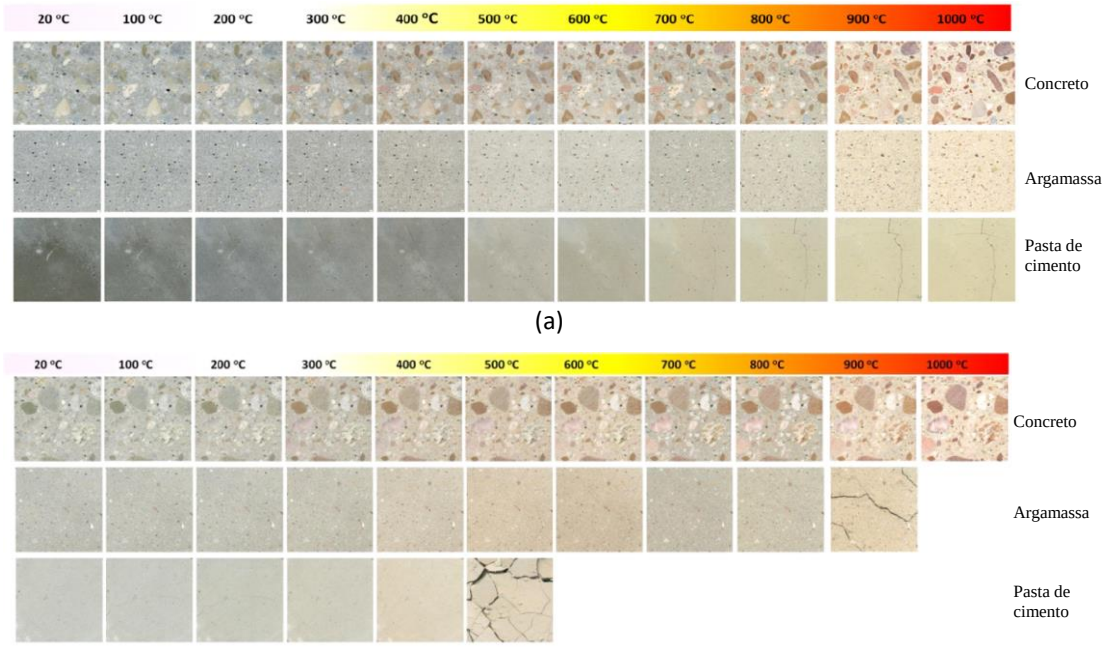
Neville [49] cita que, de modo geral, quanto menor for a permeabilidade do concreto e maior for a velocidade de elevação da temperatura, maior será o risco de lascamento explosivo. Além disso, a umidade em excesso no momento de exposição ao fogo é a principal causa do lascamento. Em elementos com grande volume de concreto, a troca de água é extremamente lenta, mas os efeitos decorrentes de altas temperaturas podem ser mais sérios do que em elementos delgados. Nesses casos, a adição de fibras de polipropileno ao concreto pode ser benéfica.

Jansson [46] observou que a adição de fibras de polipropileno reduz o teor de umidade na zona crítica próxima da superfície aquecida, o que afeta as propriedades mecânicas de forma

vantajosa. Além disso, essas fibras amplificam o movimento da umidade e proporcionam maior fluência e encolhimento por secagem, causando uma diminuição local das tensões térmicas.

Como relatado em Neville [49] e em Hager [50], o concreto também sofre alterações em sua coloração quando submetido a altas temperaturas. Essa mudança depende da presença de certos compostos de ferro, o que ocasiona respostas diferentes entre os diversos tipos de concreto. De maneira aproximada, a sequência de cores é rosa ou vermelho entre 300 °C e 600 °C, cinza até cerca de 900 °C e amarelo acima de 900 °C (Figura 22). Dessa forma, é possível estimar a temperatura à qual o concreto foi submetido e, consequentemente, sua resistência residual.

Figura 22 – Mudança na coloração devida ao aumento de temperatura em (a) concretos de alto desempenho e (b) concretos comuns.



Fonte: Adaptado de Hager [50].

Quanto à resistência residual do concreto à compressão, Guo e Shi [51] mostram que ela depende diretamente do tipo de resfriamento aplicado. Se um corpo de prova é aquecido e resfriado ao ar, por exemplo, sua perda de resistência é maior do que aquela encontrada caso seu resfriamento fosse realizado por imersão em água. Além disso, quanto maior a temperatura atingida pelo concreto e mais rápido é o resfriamento, maior será sua perda de resistência. Nesse sentido, resultados obtidos em corpos de prova resfriados de forma natural (ao ar) mostram que para temperaturas de 400 °C, 600 °C, 800 °C e 1000 °C, há uma redução de, aproximadamente, 6%, 48%, 86% e 96% da resistência em relação àquela medida em temperatura ambiente.

Segundo os autores, os resultados dos ensaios também mostram que o interior do concreto é danificado gradualmente quando ele é aquecido e a temperatura elevada é mantida. Posteriormente, quando o concreto é resfriado, a temperatura na superfície externa diminui

rapidamente, enquanto que a temperatura no seu interior permanece elevada. Com isso, forma-se um campo de temperatura não uniforme e ocorre um novo dano no interior do elemento. Esse comportamento resulta em uma redução da resistência do concreto quando comparada com aquela existente antes do processo de resfriamento.

Adicionalmente, Annerel e Taerwe [52][53] constaram que a resistência residual à compressão do concreto deve ser medida ao menos 7 dias após o fim do incêndio ou do período de aquecimento. Para se chegar à essa conclusão, os autores ensaiaram corpos de prova aquecidos até 350 °C e 550 °C, e armazenados ao ar ou imersos em água durante 7, 28 e 56 dias. Conforme os resultados obtidos, observou-se que as resistências residuais à compressão medidas logo após o resfriamento ficaram maiores do que aquelas encontradas quando os corpos de prova foram resfriados durante 28 dias ou 12 semanas em um ambiente com umidade e temperatura controlada. Essa constatação foi posteriormente confirmada por Kodur e Agrawal [54].

Por outro lado, para os protótipos armazenados em água, constatou-se um aumento da resistência residual à compressão em virtude da reidratação do concreto. Esse aumento não é quantificado diretamente pelos autores, mas, com base nos dados apresentados, ele foi de no máximo 12%. Todavia, percebeu-se também que, quando é realizado o resfriamento imediato dos corpos de prova com imersão em água, há uma redução adicional da resistência à compressão da ordem de 30 a 35%.

Por sua vez, Li e Franssen [55] também investigaram a degradação da resistência à compressão do concreto, considerando a influência de diferentes parâmetros, com a resistência inicial, tipo de agregado, regime de resfriamento e formato do corpo de prova. Observou-se que, durante a fase de aquecimento, as resistências residuais à compressão do concreto, para temperaturas abaixo de 400 °C e agregados silicosos, ficaram maiores do que aquelas encontradas para concretos com agregados calcários. Porém, a partir dessa temperatura, os resultados experimentais ficaram muito próximos para os dois tipos de agregados, e se assemelharam ao modelo proposto no EN 1992-1-2:2004 [56] e no EN 1994-1-2:2005 [57] para concretos com agregados calcários.

No que se refere à fase de resfriamento, Li e Franssen [55] observaram uma redução adicional da resistência à compressão do concreto, que pode ser superior a 20% da resistência inicial para temperaturas em torno de 500 °C. Esse valor é maior do que os 10% indicados no Anexo C do EN 1994-1-2:2005 [57] para temperaturas acima de 300 °C. Com o intuito de se entender a origem dessa formulação indicada pela norma europeia, um dos autores realizou uma investigação de trabalhos da década de 1990, mas, a princípio, essa informação não foi publicada ou foi perdida.

De outro modo, Nazri et al. [58] investigaram os efeitos das altas temperaturas nas propriedades residuais de concretos normais de 30 MPa. Os corpos de prova cúbicos foram aquecidos a 600 °C durante 30, 60, 90, 120 e 150 minutos, conforme a curva ISO 834-1:1999 [38], e resfriados em temperatura ambiente. Os testes foram realizados após 7 e 28 dias de cura. Concluiu-se que à medida que o tempo de exposição ao fogo aumenta, há uma maior perda percentual de massa, devida à evaporação da água, e de resistência à compressão. Além disso, constatou-se que, nos corpos de prova com 7 dias de cura, a redução da resistência à compressão foi maior do que com 28 dias.

Outro trabalho relativo às propriedades residuais do concreto pode ser encontrado em Thanaraj et al. [59]. Nesse estudo, foram testados 756 corpos de prova de diferentes resistências (20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa), aquecidos durante 15, 30, 45, 60, 120, 180 e 240 minutos, ou em temperatura ambiente. Constatou-se que os concretos de menor resistência possuem valores residuais menores para baixos tempos de exposição. No entanto, a partir de 60 minutos, observou-se que os concretos com maiores resistências à compressão tiveram valores residuais percentuais menores do que aqueles com resistências mais baixas. No que se refere à tração, os valores residuais de concretos com resistências à compressão mais baixas ficaram maiores do que aqueles encontrados nos concretos com resistências à compressão mais elevadas.

Por fim, Pasztetnik e Wróblewski [60] fizeram uma extensa revisão bibliográfica sobre a influência de diferentes fatores na resistência residual do concreto: temperatura máxima atingida, tempo de aquecimento, taxa de aquecimento, regime de resfriamento, processo de cura após incêndio, composição do concreto, idade do concreto, nível de carregamento e fator de acumulação de calor. Concluiu-se que os principais fatores que influenciam a resistência residual à compressão são a temperatura máxima atingida no incêndio (na faixa de 300 a 700 °C) e tempo de exposição (principalmente nas 2 primeiras horas). Outros fatores, como processo de cura com água, por exemplo, também possuem influência na resistência residual, mas menos significantes. Além disso, foi observada uma dispersão dos dados utilizados nas análises, ocasionada principalmente por diferentes metodologias empregadas nesses ensaios, o que, de certa maneira, dificulta a elaboração de formulações específicas para as propriedades residuais do concreto.

3.5.2 Aço

No que se refere ao aço, Silva et al. [61] relatam que a elevação da sua temperatura gera transformações na microestrutura. Caso a temperatura seja de até 720 °C, é possível considerar que ele recupera totalmente a resistência inicial à tração ao ser resfriado. Esse nível de temperatura é conhecido como ponto eutético, no qual a austenita presente na composição do aço começa a se transformar em perlita. Segundo Smith et al. [62], quando o aço atinge uma temperatura acima do ponto eutético e passa por um processo de resfriamento ao ar, a austenita se transforma em ferrita e perlita, sendo que a estrutura mais grossa de ferrita é mantida. Como a resistência do aço é inversamente proporcional ao tamanho dos grãos de ferrita, há uma perda de sua resistência mecânica.

No entanto, é possível perceber na literatura que há algumas pequenas diferenças em relação à temperatura limite para a recuperação total da resistência inicial à tração do aço. Tao et al. [63], por exemplo, utilizaram os resultados de 163 ensaios de tração de 8 estudos para a análise da resistência residual do aço estrutural e de 380 ensaios de tração de 18 estudos para a mesma verificação do aço de armadura. Em ambos os casos, foram estabelecidas formulações específicas para a tensão residual de escoamento e de ruptura conforme a temperatura máxima que o material foi submetido, sendo que até 500 °C considerou-se a recuperação total dessas resistências. Adicionalmente, os autores também avaliaram o módulo de elasticidade residual, estabelecendo uma única formulação para os dois materiais. Nesse caso, a temperatura de 500 °C também foi estabelecida como limite para a recuperação completa dessa propriedade.

Nesse mesmo sentido, Maraveas et al. [64] propuseram equações para as propriedades pós-incêndio de aço estrutural, utilizando os resultados de 177 experimentos publicados em 8

trabalhos. Esses resultados referem-se àqueles encontrados em ensaios de tração desenvolvidos após os corpos de prova serem aquecidos e resfriados por diferentes métodos (ao ar, no interior do forno e em água). Com base nesses resultados, concluiu-se que o comportamento pós-incêndio do aço é influenciado por temperaturas acima de 600 °C para os aços com baixo teor de carbono ou alta resistência, e 500 °C para os aços formados a frio. Exemplificando, nos aços com baixo teor de carbono, a tensão de escoamento residual é maior do que 90% da inicial para temperaturas até, aproximadamente, 725 °C. Nos aços de alta resistência ou inoxidáveis, é possível perceber que há uma recuperação de pelo menos 90% das propriedades mecânicas para temperaturas até 685 °C e de ao menos 75% para temperaturas acima de 900 °C. Para aços com tratamento a quente, observa-se que essa temperatura limite para a manutenção de pelos menos 90% da resistência inicial é um pouco mais baixa (650 °C). Porém, o aço formado a frio tem um desempenho inferior, apresentando a mesma tensão de escoamento residual para uma temperatura menor (508 °C, aproximadamente).

Outro trabalho nessa mesma linha foi desenvolvido por Tang et al. [65]. Nesse caso, os autores também desenvolveram formulações para se obter a tensão de escoamento, módulo de elasticidade, tensão última e deformação última de aços resfriados ao ar e em água. Foram utilizados os dados encontrados em mais de 600 experimentos de 17 literaturas. Constatou-se que, para resfriamento ao ar, a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade residuais não sofrem reduções para temperaturas até 450 °C e 500 °C, respectivamente. No caso dos aços estruturais resfriados em água, a temperatura limite para a tensão de escoamento apresenta uma elevação, passando a ser 500 °C.

De outro modo, Pons et al. [66] retiraram corpos de prova de tubos formados a frio do tipo S355 e os submeteram a diferentes combinações de tensões de tração e altas temperaturas (de 100 a 1000 °C). Nos ensaios após incêndio, foram analisados exemplares sem carregamento prévio, alterando-se apenas as temperaturas em intervalos de 100 °C. Em outros ensaios, foram aplicados carregamentos prévios durante o aquecimento, simulando o que aconteceria em uma estrutura real. Concluiu-se que, nos ensaios sem carregamento prévio, os resultados obtidos possuem uma tendência de comportamento que pode ser representada pelas formulações desenvolvidas por Tao et al. [63]. Quanto à ductilidade, analisada pela deformação última, observou-se um aumento gradativo até 500 °C e uma redução significativa quando o aço foi submetido a 700 °C, valor próximo ao ponto eutético. Porém, para 900 °C e 1000 °C, a ductilidade residual elevou-se novamente, ficando igual a 82% e 64 %, respectivamente, daquela encontrada para temperatura ambiente. Todavia, para o caso em que diferentes taxas de carregamento prévio são aplicadas para uma temperatura de 400 °C, obteve-se um aumento da ductilidade residual até um fator de utilização de 40%. Aumentando esse fator para 60%, houve uma inversão dessa tendência. No entanto, para as faixas de utilização analisadas, a ductilidade residual ficou maior do que quando os ensaios foram realizados sem a aplicação de carregamento.

Por fim, Molkens e Rossi [67], utilizando ferramentas de confiabilidade, analisaram diversos estudos voltados à variação das propriedades de diferentes tipos de aço após incêndio. Assim foram propostos fatores de redução para a tensão de escoamento e módulo de elasticidade, independentemente do método de resfriamento utilizado. Para aços de resistência normal, com tensões de escoamento entre 235 e 420 MPa, os autores sugerem que até 600 °C há recuperação total dessas propriedades. A partir dessa temperatura, considera-se que a tensão de

escoamento possui uma redução mais significativa que o módulo de elasticidade, com retenções variando entre 83% a 700 °C e 61,8% a 1000 °C. Por outro lado, o módulo de elasticidade teria retenções entre 98,6% e 90,5% para essa mesma faixa de temperatura.

4 CONCLUSÃO

Com base nas informações apresentadas, é possível observar que, em temperatura ambiente, há diversos estudos relacionados ao comportamento de diferentes tipos de conectores de cisalhamento e de chapas de aço como mecanismos de transferência de cargas em pilares. Porém, percebe-se uma escassez de trabalhos voltados à aplicação dessas conexões ou de conectores de cisalhamento após serem submetidos a temperaturas elevadas e resfriados.

Além disso, fica evidente que a utilização dos conectores *composite dowels* como mecanismos de transferência de cargas em pilares é bastante promissora. Entretanto, ainda é necessária a realização de estudos relacionados com o seu comportamento durante e após situação incêndio. De uma maneira geral, as pesquisas realizadas em temperatura ambiente mostram que o estado-limite último aplicável é a ruptura do aço do conector. Todavia, o concreto apresenta maior degradação de suas propriedades mecânicas em relação ao aço após ambos materiais serem submetidos a altas temperaturas e processos de resfriamento. Com isso, existe a possibilidade de os modos de falha após incêndio estarem relacionados ao concreto.

No que diz respeito às propriedades residuais do aço após incêndio, constata-se uma maior uniformização dos resultados, embora a temperatura limite para a recuperação total da tensão de escoamento seja um pouco divergente. Por outro lado, no que se refere ao concreto, são observadas algumas discrepâncias dos valores das resistências residuais, principalmente por causa de diferentes metodologias de ensaio, tipos de resfriamento e configurações de ligações estudadas. Assim, pode-se perceber a necessidade de serem feitas novas pesquisas nesse campo de atuação, para que sejam definidos coeficientes ou métodos de cálculo consistentes e que possam ser incorporados em especificações normativas.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro em forma de fomento à pesquisa concedido pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), processo APQ-02988-21; à UFMG e ao CEFET-MG pelo apoio para a realização do presente trabalho.

REFERÊNCIAS

1 KUHLMANN, U.; WALD, F.; HOFMANN, J. et al. **Design of Steel-to-Concrete Joints – Design Manual II**. European Convention for Constructional Steelwork, 2014.

2 CHOI, Y. C.; MOON, J. H.; LEE, E. J.; PARK, K. S.; LEE, K. S. Development of a Shear Strength Equation for Beam – Column Connections in Reinforced Concrete and Steel Composite Systems. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 11, n. 2, p. 185-197, 2017.

3 WU, Y. **Development of Precast Concrete and Steel Hybrid Special Moment-Resisting Frames**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – University of Southern California, Los Angeles, EUA, 2008.

4 KUROBANE, Y.; PACKER, J.; WARDENIER, W.; YEOMANS, N. **CIDECT Design Guide 9**: Design guide for structural hollow section column connections. Colônia: CIDECT and Verlag TÜV Rheinland, 2004.

5 MOLLAZADEH, M. H.; WANG, Y. C. New insights into the mechanism of load introduction into concrete-filled steel tubular column through shear connection. **Engineering Structures**, v. 75, n. 6, p. 139-151, 2014.

6 SABBAGH, A. B.; CHAN, T. M.; MOTTRAM, J. T. Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 21-33, 2013.

7 LIEW, J. Y. R.; XIONG, M. X. **Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials to Eurocode 4**. Singapura: Research Publishing, 2015.

8 FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

9 CHAVES, M. F. F.; XAVIER, E. M.; SARMANHO, A. M. C.; NETO, J. G. R. Study of bolts used as shear connectors in concrete-filled steel tubes. **Engineering Structures**, v. 231, 2021.

10 DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. **Nr. Z-26.4-56**: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste. Berlim, Alemanha, 2018.

11 VERÍSSIMO, G. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. 290 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

12 CARDOSO, H. S. **Avaliação do comportamento de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares – ênfase em conectores de geometria Crestbond aplicados em pilares mistos**. 319 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

13 LECHNER, T. Zur **Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Technischen Universität München, Munique, Alemanha, 2018.

14 FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval. **Steel Construction**, v. 9, n. 2, p. 80–88, 2016.

15 SEIDL, G.; STAMBUK, M.; LORENC, W.; KOŁAKOWSKI, T.; PETZEK, E. Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau – Bauweisen mit Verbunddübelleisten. **Stahlbau**, v. 82, n. 7, 2013.

16 OLIVEIRA, H. M. S.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; FLOR, J. M.; CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; FARIA, A. C. V. C.; ARAÚJO, A. H. M. Uso do Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Perfis Tubulares de Aço Preenchidos com Concreto. In: **XXXVI Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**. Montevidéu, Uruguai, 2014.

17 SANTOS, L. R. **Conectores Composite Dowels aplicados a pilares mistos de seção tubular de aço esbelta**. 262 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2021.

18 MALITE, M. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. 253 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

19 CHAVES, I. A. **Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido**. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

20 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

21 KOPP, M.; WOLTERS, K.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.; GÜNDEL, M.; GALLWOSZUS, J.; HEINEMEYER, S.; FERLDMANN, M. Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 147, p. 488–503, 2018.

22 OLIVEIRA, A. F. N. **Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto**. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

23 SILVA, M. A. P**. Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond**. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

24 SILVA, H. P. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo crestbond**. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

25 DUTRA, C. M. **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

26 PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond**. 214 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

27 ALMEIDA, R. L. J. **Simulação numérica e modelos de cálculo para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento Crestbond**. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

28 CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. **Engineering Structures**, v. 219, 2020.

29 CLASSEN, M.; HEGGER, J. Assessing the pry-out resistance of open rib shear connectors in cracked concrete – Engineering model with aggregate interlock. **Engineering Structures**, v. 148, p. 254–262, 2017.

30 AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

31 DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. Nr. **Z-26.4-56**: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste. Berlim, Alemanha, 2013.

32 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, Bélgica, 2004.

33 PRADO, L. F. P. **Estudo numérico do conector Crestbond e de chapa passante em pilares mistos tubulares circulares preenchidos com concreto em situação de incêndio**. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

34 PRADO, L. F. P.; MIRANDA, L. G. J.; CALDAS, R. B. Crestbond shear connector for load transfer on concrete filled composite columns in fire. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 3, 2022.

35 SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZUCH, M.; FRANSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N. **Preco-Beam**: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, Luxemburgo, 2013.

36 SCHAUMANN, P.; MEYER, P.; MENSINGER, M.; KOH, S. K. Zum Schubtragverhalten von Verbunddübelleisten bei erhöhten Temperaturen. **Stahlbau**, v. 88, n. 9, p. 851-858, 2019.

37 MASHIRI, F. R.; MIRZA, O.; CANUTO, C.; LAM, D. Post-fire Behaviour of Innovative Shear Connection for Steel-Concrete Composite Structures. **Structures**, v. 9, p. 147–156, 2017.

38 INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests: elements of building construction – Part 1: general requirements for fire resistance testing. Genebra, 1999.

39 TIAN, K.; OŽBOLT, J.; PERIŠKIĆ, G.; HOFMANN, J. Concrete edge failure of single headed stud anchors exposed to fire and loaded in shear: Experimental and numerical study. **Fire Safety Journal**, v. 100, p. 32-44, 2018a.

40 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-4**: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete. Bruxelas, Bélgica, 2018.

41 TIAN, K.; OŽBOLT, J.; SHARMA, A.; HOFMANN, J. Experimental study on concrete edge failure of single headed stud anchors after fire exposure. **Fire Safety Journal**, v. 96, p. 176-188, 2018b.

42 TIAN, K.; OŽBOLT, J.; HOFMANN, J. Experimental investigation of concrete edge failure for single stud anchors and anchor groups after fire exposure. **Construction and Building Materials**, v. 266, part B, 2021.

43 TIAN, K.; OŽBOLT, J. Concrete pry-out failure of single headed stud anchors after fire exposure: Experimental and numerical study. **Engineering Structures**, v. 232, 2021.

44 MIRZA, O.; SHILL, S. K.; RASHED, M. G.; WILKINS, K. Experimental and numerical studies on the shear connectors in steel concrete composite beams at fire and post fire exposures. **Steel and Composite Structures**, v. 39, n. 5, p. 529-542, 2021.

45 THELANDERSSON, S. Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete. **Bulletines of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction**, vol. Bulletin 26, Lund Institute of Technology, 1972.

46 JANSSON, R. **Fire spalling of concrete**: theoretical and experimental studies. Tese (Doutorado em Ciências) – KTH Royal Institute of Technology, Estocolmo, Suécia, 2013.

47 COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. O fenômeno do lascamento (“spalling’’) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio. In: **44º Congresso Brasileiro do Concreto**. Belo Horizonte, 2002.

48 BAŽANT, Z. P.; CUSATIS, G. Concrete creep at high temperature and its interaction with fracture: recent progress. In: **Concreep 7 – Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures**. Nantes, França, 2005.

49 NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5 ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

50 HAGGER, I. Colour Change in Heated Concrete. **Fire Technology**, v. 50, p. 945–958, 2014.

51 GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures**. Elsevier, 2011.

52 ANNEREL, E.; TAERWE, L. Approaches for the assessment of the residual strength of concrete exposed to fire. In: **International workshop "Fire Design of Concrete Structures – From Materials Modelling to Structural Performance"**. Coimbra, 2007.
53 ANNEREL, E.; TAERWE, L. Assessment of the residual strength of concrete members after fire exposure. In: FARDIS, M. N. **Innovative Materials and Techniques in Concrete Structures**. Springer, 2012. p. 283–290.
54 KODUR, V. K. R.; AGRAWAL, A. Estimating Postfire Residual Capacity of Heavily Damaged Concrete Members. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 35, n. 2, 2021.
55 LI, Y. H.; FRANSSEN, J. M. Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of Concrete After a Fire. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 2, n. 1, p. 29-44, 2011.
56 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Bruxelas, Bélgica, 2004.
57 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Bruxelas, Bélgica, 2005.
58 NAZRI, F. M.; SHAHIDAN, S.; BAHARUDDIN, N. K.; BEDDU, S.; BAKAR, B. H. A. Effects of heating durations on normal concrete residual properties: compressive strength and mass loss. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 271, 2017.
59 THANARAJ, D. P.; ANAND, N.; ARULRAJ, G. P.; ZALOK, E. Post-fire damage assessment and capacity based modeling of concrete exposed to elevated temperature. **International Journal of Damage Mechanics**, v. 29, n. 5, p. 748-779, 2020.
60 PASZTETNIK, M.; WRÓBLEWSKI, R. A Literature Review of Concrete Ability to Sustain Strength after Fire Exposure Based on the Heat Accumulation Factor. **Materials**, v. 14, n. 16, 2021.
61 SILVA, V. P.; FAKURY, R. H.; RODRIGUES, F. C.; PANNONI, F. D. A real fire in small apartment – a case study. In: **4th Structures in Fire**. Aveiro, 2006.
62 SMITH, C. I.; KIRBY, B. R.; LAPWOOD, D. G.; COLE, K. J.; CUNNINGHAM, A. P.; PRESTON, R. R. et al. The reinstatement of fire damaged steel framed structures. **Fire Safety Journal**, v. 4, n. 1, p. 21–62, 1981.
63 TAO, Z.; WANG, X. Q. UY, B. Stress-Strain Curves of Structural and Reinforcing Steels after Exposure to Elevated Temperatures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 25, n. 9. P. 1306-1316, 2013.
64 MARAVEAS, C.; FASOULAKIS, Z.; TSAVDARIDIS, K. D. Post-fire assessment and reinstatement of steel structures. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 8, n. 2, p. 181-201, 2017.
65 TANG, Z.; WEI, T.; MA, Y.; CHEN, L. Residual Strength of Steel Structures After Fire Events Considering Material Damages. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 44, p. 5075-5088, 2019.
66 PONS, D.; LAPUEBLA-FERRI, A.; ROMERO, M. L. Post-fire Residual Strength and Ductility of Structural Steels from Hollow Sections. **ce/papers – Proceedings in civil engineering**, v. 5, n. 4, p. 458-466, 2022.
67 MOLKENS, T.; ROSSI, B. The Post-fire Assessment of Steel Structures, a Reliability-Based Semi-probabilistic Approach. **Fire Technology**, 2022.


CONSTRU
METAL
2023

CONSTRUMETAL 2023

9º CONGRESSO LATINOAMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

21 set

8 h - 21 h

allianz parque

são paulo - sp

REALIZAÇÃO

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica

PROMOÇÃO/ORGANIZAÇÃO

Francal Feiras
DESDE 1969

ABCEM - Associação Brasileira da Construção Metálica
Av. Brig. Faria Lima, 1931 - 9º andar - 01451-917 - São Paulo, SP - Brasil
www.abcem.org.br / www.construmetal2019.com.br/pt