



Resistência à flexão de uma fôrma metálica para laje mista: estudos experimentais e numéricos

Wilson Costa¹, Vitor Casioca², Saul Chambilla³, Diego Fernandes⁴, Hermano Cardoso⁵, Débora Guimarães⁶, Guilherme Santana Alencar⁷

¹ UnB / Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil / wilson.gentil@aluno.unb.br

² UnB / Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil / vitor.casioca@aluno.unb.br

³ UnB / Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil / saul.chambilla@aluno.unb.br

⁴ UnB / Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil / diego.fernandes@aluno.unb.br

⁵ ArcelorMittal Global R&D / Hermano Cardoso / hermano.cardoso@arcelormittal.com.br

⁶ ArcelorMittal Brasil / Débora Guimarães / debora.m.guimaraes@arcelormittal.com.br

⁷ UnB / Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil / guilherme.alencar@unb.br

Resumo

Lajes mistas aço-concreto com fôrma metálica incorporada, também chamadas ‘*steel deck*’ são a principal solução de pisos de edifícios em estruturas metálicas e mistas de aço-concreto. No âmbito de projeto de estruturas, a fôrma metálica deve suportar uma sobrecarga construtiva durante a construção e o peso próprio do concreto fresco enquanto este ainda não atingiu uma resistência mínima, fase esta denominada de pré-cura ou inicial. A principal vantagem da solução, obviamente, é a telha servir como elemento estrutural autoportante na fase pré-cura, dispensando escoramento dependendo das condições estabelecidas (comprimento dos vãos, altura da laje, largura dos apoios, espessura e resistência ao escoamento do material da telha, dentre outros). Nesta fase, um dos principais riscos para a integridade da obra e dos operadores, é a ocorrência de falha por flexão, sendo os possíveis modos de falha denominados de flambagem distorcional ou local. Nesse sentido, este trabalho visa apresentar resultados preliminares da avaliação da capacidade à flexão de uma telha metálica ‘*steel deck*’ disponível no mercado em flexão positiva, sendo realizado por três vias: 1) experimental, por meio da aplicação de sacos de areia em telhas biapoiadas; 2) teórica, por meio da aplicação dos métodos da largura efetiva e da resistência direta, conforme a norma AISI S100 e 3) numérica, por meio da modelagem numérica em elementos finitos, seguindo as disposições da nova norma de 2023 prEN1993-1-14, que trata de regras para aplicação de elementos finitos em projetos de estruturas metálicas, como por exemplo, magnitude das imperfeições geométricas e forma de inclusão na simulação. O artigo discute e apresenta os resultados de capacidade à flexão positiva segundo estas três vias.

Palavras-chave

Método dos Elementos Finitos; Análise Não-linear; Elementos de Chapa Dobrada; Flambagem Distorcional.

1. Introdução

1.1. Contextualização

A engenharia civil é o ramo da engenharia que engloba desde a concepção de um projeto, até a manutenção de todos os tipos de infraestrutura que são necessários ao bem-estar e desenvolvimento da sociedade. Desde o início dos tempos o homem construía seus próprios abrigos, utilizando recursos naturais disponíveis ao seu redor. Posteriormente as estruturas adquiriram características cada vez mais complexas, reflexo da evolução das técnicas construtivas e materiais, dentre os quais podemos destacar: o Aço e o Concreto (DIAS & ABREU, 2018).

Lajes mistas de aço / concreto foram introduzidas na América por volta de 1950 e desde então têm sido largamente utilizadas, sendo consideradas seguras, confiáveis e econômicas. A grande maioria dos edifícios

de estruturas metálicas erguidos nos Estados Unidos e no Canadá se utilizam desta tecnologia - laje com fôrma de aço incorporada nos pisos dos pavimentos. As lajes mistas são formadas por chapas nervuradas de aço sobre as quais é depositado o concreto (ver Figura 1). Estes dois materiais são travados entre si por meio de reentrâncias na fôrma de aço, garantindo assim um comportamento solidário. Uma questão que poderá ser levantada reside na diferença entre as lajes mistas e as lajes tradicionais de concreto armado. O dimensionamento de lajes mistas é feito em duas etapas: fase construtiva, quando a chapa trabalha como elemento resistente, às vezes com escoramentos intermediários, e fase de serviço, quando os dois materiais se juntam resistindo de forma solidária aos esforços externos. Outra diferença que pode ser notada é o fato de as lajes mistas apresentarem resistência e rigidez à flexão significativas, sem estarem totalmente envolvidas pelo concreto (Perfilor, 2005).

Laje mista é um tema bastante abordado na construção civil, sendo tema de diversas dissertações e artigos em sua fase pronta, oferecendo resistência a partir das interações do concreto e do aço. Pensando no interesse de mercado, o melhor entendimento sobre as telhas sem a resistência adquirida pelo concreto possibilitaria outros usos ou mesmo estimativas de escoramento na fase pré-cura do concreto, tornando uma opção mais econômica e ágil, com menos manutenções.

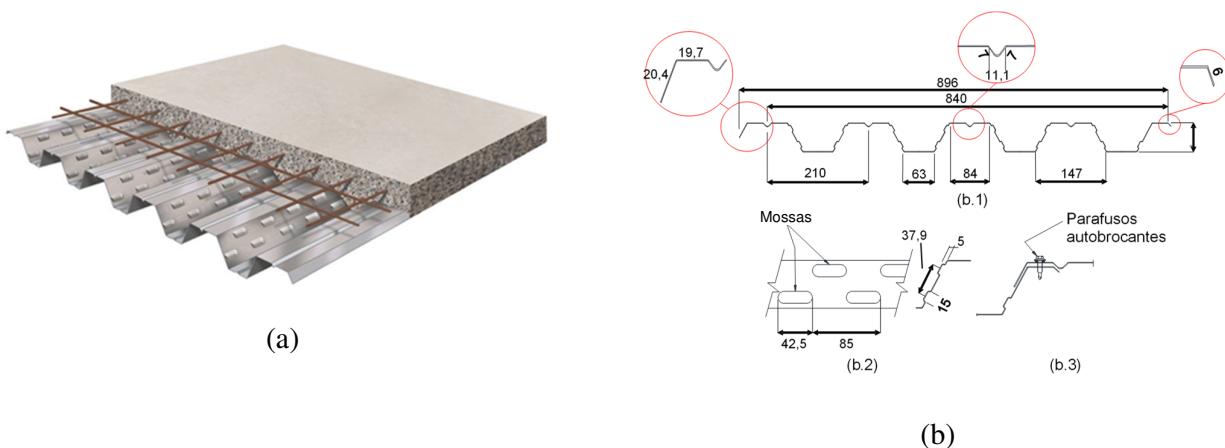


Figura 1. (a) Representação de laje mista; Detalhe da fôrma metálica Polydeck 59S. (b.1) Seção transversal; (b.2) Detalhes das mossas; (b.3) Detalhes dos parafusos autobrocantes (unidades em mm) (Silva, 2024).

1.2 Objetivo

Este artigo descreve e estima o momento fletor resistente das telhas Polydeck 59S (sem a contribuição do concreto) por meio de ensaios experimentais utilizando um carregamento distribuído e simulação numérica por meio do método dos elementos finitos e cálculo analítico pelo Método da Largura Efetiva (MLE) e Método da Resistência Direta (MRD). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da UnB – Universidade de Brasília. O presente artigo está no âmbito de uma dissertação de mestrado para avaliação da resistência à flexão de “steel decks” na fase pré-cura em desenvolvimento no Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) da Universidade de Brasília (UnB). Neste primeiro momento, serão apresentados apenas dois ensaios com seus respectivos cálculos analíticos e análises numéricas.

No contexto do PECC/UnB, a linha de pesquisa de lajes mistas já teve duas dissertações de mestrado na fase pós-cura concluídas e defendidas, Silva (2024) e Mello (2023). O presente trabalho é uma primeira incursão na avaliação da resistência na fase pré-cura utilizando disposições recentes, como por exemplo, as novas disposições do uso do método dos elementos finitos para avaliação de chapas dobrada da prEN1993-1-14 de 2023 e as últimas versões dos métodos analíticos (MLE e MRD) da norma americana AISI S100-16 (2020). Em um artigo recente, Casafont *et al.* (2024) realizou ensaios em telhas trapezoidais com enrijecedores longitudinais para aplicação em coberturas de galpões. Nestes ensaios, as telhas falharam predominantemente à flambagem local. Além disso, este autor também realizou simulação computacional não-linear do comportamento à flexão utilizando o ANSYS, de modo a repetir os ensaios computacionalmente, e seguindo as disposições da nova norma prEN1993-1-14 (2023). Os autores encontraram uma ótima correspondência entre os resultados experimentais e computacionais, demonstrando a efetividade da norma supracitada. Porém,

o trabalho corrente diferencia-se no sentido de que aqui serão avaliadas telhas trapezoidais para lajes mistas na fase pré-cura. Estas telhas distinguem-se por conterem mossas e por seu uso diferenciado em relação ao trabalho das telhas avaliadas em Casafont *et al.* (2024) que são para aplicação em coberturas de galpões.

O trabalho de pesquisa de realização de ensaios em perfis de chapa dobrada, e por seguinte a realização de simulações computacionais, calibradas com os ensaios experimentais, é fundamental para suportar futuramente metodologias de otimização, que visam a redução de material e o aumento do desempenho estrutural, como foi também mostrado em um artigo bastante recente dos autores Neves *et al.* (2024), que empregaram algoritmos genéticos para otimização do projeto de telhas trapezoidais também para coberturas com a inclusão de enrijecedores longitudinais especiais (2024).

Sendo assim, tem-se por objetivo auxiliar os calculistas no projeto de edificações utilizando o sistema de lajes mistas com fôrmas de aço galvanizadas incorporadas “Polydeck 59S”, inicialmente a partir da proposição de uma metodologia de simulação computacional calibrada com base em ensaios experimentais, cujos resultados preliminares serão apresentados nesse artigo de conferência.

1.3 Justificativa

O sistema de lajes mistas “steel deck” é recente no Brasil. Com a praticidade deste tipo de sistema, os custos envolvidos e suas diversas aplicações justificam um estudo sobre o assunto. Na atualidade em que vivemos, onde se exige construções sustentáveis, rápidas, práticas e limpas, nada mais vantajoso do que buscar informações sobre novas tecnologias e aprimorar as já existentes, tendo a laje “steel deck” como excelente opção.

Dentro do campo das análises, considera-se importantíssimo e com pouca literatura sobre o tema, o estudo do comportamento estrutural na fase pré-cura de Laje Steel Deck, considerando os métodos analíticos, numéricos e experimentais.

2 Fundamentação Teórica

2.1 Método da Largura Efetiva – MLE (Analítico) segundo o AISI S100 (2020)

O comportamento pós-flambagem elástica de uma placa fina pode ser analisado utilizando a teoria das grandes deflexões, mas sua aplicação prática é complexa. Por essa razão, foi introduzido o conceito de Largura Efetiva, desenvolvido por von Karman *et al.* (1932) e posteriormente modificado por Winter (1947). Essa abordagem simplifica a análise ao substituir a largura real por uma largura fictícia sujeita a uma distribuição uniforme de tensões. O cálculo da resistência pós-flambagem de um elemento rígido se reduz à determinação da largura efetiva, b . Segundo o AISI S100-16 (2020), as fórmulas básicas são as seguintes.

Para: $\lambda \leq 0.673$:

$$b = w \quad (1)$$

Para: $\lambda > 0.673$:

$$b = \rho w \quad (2)$$

Onde ρ é o fator de redução dado por:

$$\rho = (1 - 0,22 / \lambda) / \lambda \leq 1 \quad (3)$$

O fator de esbeltez da placa, λ , é calculado como:

$$\lambda = \sqrt{\frac{fy}{fcr}} = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (4)$$

Onde: k é o coeficiente de flambagem da placa, t é a espessura do elemento comprimido, E o módulo de elasticidade e f a tensão máxima na borda comprimida do elemento.

No entanto, o Método da Largura Efetiva não possui procedimentos suficientes para prever a falha por flambagem distorcional (Schafer & Yu, 2006). A norma AISI S100-16 (2020) busca abordar a flambagem distorcional por meio de um coeficiente de flambagem reduzido, k , para o elemento da mesa em compressão. Esse coeficiente considera as reduções na resistência e rigidez devido à flambagem local de elementos comprimidos esbeltos. As propriedades da seção efetiva são calculadas substituindo uma largura reduzida

fictícia no lugar da largura real plana de cada elemento sujeito à flambagem local. A base teórica dessa técnica é apresentada no Apêndice 1 (AISI S100-16, 2020).

O método empregado baseia-se nas seguintes etapas: Estabelecer a distribuição de tensões na seção transversal. A distribuição de tensões e a tensão máxima na seção transversal são fornecidas nas seções aplicáveis dos Capítulos D, E, F, G e H (AISI S100-16, 2020). As áreas efetivas, A_e , são calculadas utilizando uma tensão axial uniforme. As propriedades efetivas à flexão, I_e e S_e , são calculadas utilizando uma distribuição de tensões flexionais. As propriedades efetivas da seção são determinadas de acordo com o nível de tensão considerado. Para avaliar a resistência, utilizam-se as propriedades efetivas correspondentes à tensão máxima f_y .

Sob a distribuição de tensões assumida, identificar cada elemento plano sujeito à compressão uniforme ou a um gradiente de tensões com compressão em pelo menos uma borda. Para cada um desses elementos, determinar a seção correspondente no Apêndice 1 (AISI S100-16, 2020), que são categorizadas de acordo com as condições de contorno do elemento e a distribuição de tensões nele aplicada. Os elementos enrijecidos são aqueles conectados a outros elementos em todos os seus bordos. Já os elementos não enrijecidos possuem pelo menos um bordo livre.

Usando as tensões e a seção apropriada da especificação identificada anteriormente, determina-se a largura plana, w , o nível de tensão, f , e o coeficiente de flambagem da placa, k , de cada elemento plano comprimido. Esses parâmetros são utilizados no Apêndice 1 (AISI S100-16, 2020) da especificação para calcular a largura efetiva de cada elemento, b . Utilizando as larguras efetivas dos elementos planos comprimidos calculados, juntamente com as propriedades completas dos outros elementos, recalculam-se as propriedades efetivas da seção transversal. Esse procedimento é iterativo e continua até que se atinja a convergência na determinação da posição da linha neutra. Na Figura 2, é apresentada a seção Polydeck 59S, para um membro submetido à flexão positiva. Deve-se determinar a largura efetiva para cada porção de compressão e, em seguida, calcular a resistência da seção, assumindo que o momento é resistido apenas pelas áreas efetivas.

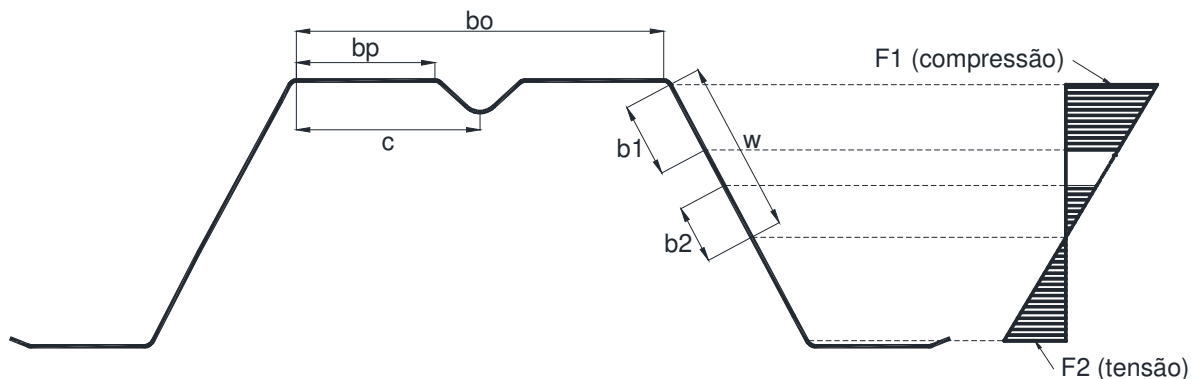


Figura 2. Seção Polydeck 59S, para um membro submetido à flexão positiva.

2.2 Método da Resistência Direta – MRD

O método de cálculo da resistência de seções transversais intitulado Método da Resistência Direta (MRD) tem como objetivo reduzir a complexidade atual, facilitar os cálculos, fornecer um procedimento de projeto mais robusto e flexível e integrar-se aos métodos numéricos estabelecidos disponíveis (AISI S100-16, 2020). O Método de Resistência Direta (MRD) é um método para analisar perfis de aço conformados a frio. No MRD, a capacidade de flambagem elástica é determinada em toda a seção transversal, em vez de desconsiderar as partes menos "efetivas" da seção transversal (Dudenbostel & Sputo, 2016). Para possibilitar essa abordagem, Schafer & Peköz (1998) desenvolveram um novo método, chamado Método de Resistência Direta (MRD). O desenvolvimento do Método de Resistência Direta baseia-se no mesmo pressuposto empírico do método da largura efetiva, ou seja, a resistência última é uma função dos esforços ou tensões de flambagem elástica (f_{cr}) e da tensão de escoamento (f_y) do material. As curvas de resistência para o MRD são calibradas com uma grande quantidade de dados experimentais. As análises mostram que o MRD é preciso e confiável,

funcionando tão bem quanto o Método da Largura Efetiva, mas com muito mais facilidade (Schafer & Peköz, 1998). A seguir, são apresentadas as disposições do Método de Resistência Direta para o projeto de vigas de aço conformadas a frio. A resistência nominal à flexão, M_{ne} , para Momento crítico elástico de flambagem lateral com torção é:

Para: $M_{cre} < 0,56M_y$

$$M_{ne} = M_{cre} \quad (5)$$

Para: $2,78M_y \geq M_{cre} \geq 0,56M_y$

$$M_{ne} = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10M_y}{36M_{cre}} \right) \quad (6)$$

Para: $M_{cre} > 2,78 M_y$

$$M_{ne} = M_y \quad (7)$$

Onde M_y é o Momento de Plastificação e M_{cre} é o Momento crítico elástico de flambagem lateral com torção. A resistência nominal à flexão, $M_{n\ell}$, para flambagem local é.

Para $\lambda_\ell \leq 0,776$

$$M_{n\ell} = M_{ne} \quad (8)$$

Para $\lambda_\ell > 0,776$

$$M_{n\ell} = \left(1 - 0,15 \left(\frac{M_{cr\ell}}{M_y} \right)^{0,4} \right) \left(\frac{M_{cr\ell}}{M_y} \right)^{0,4} M_y \quad (9)$$

Onde, $\lambda_\ell = \sqrt{M_{ne}/M_{cr\ell}}$, $M_{cr\ell}$ é o momento crítico elástico de flambagem local.

A resistência nominal à flexão, M_{nd} , para flambagem por distorção é.

Para $\lambda_d \leq 0,673$

$$M_{nd} = M_y \quad (10)$$

Para $\lambda_d > 0,673$

$$M_{nd} = \left(1 - 0,22 \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} \right) \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0,5} M_y \quad (11)$$

Onde, $\lambda_d = \sqrt{M_y/M_{crd}}$, M_{crd} é o momento crítico de flambagem elástica distorcional. Para aplicar o MRD, primeiro são calculadas as capacidades elásticas de flambagem local, distorcional e global, em que normalmente é utilizado o Método das Faixas Finitas, que é um método numérico de discretização da seção transversal do perfil analisado. Uma vez construído o modelo numérico com o Método das Faixas Finitas, realiza-se uma análise de flambagem elástica clássica (problema de autovalor e autovetor), em que os autovalores são os esforços críticos ou tensões críticas de flambagem elástica e os autovetores são as formas de flambagem. As representações gráficas da flambagem local, distorcional e global são ilustradas a seguir na Figura 3 para o trapézio de uma nervura da telha-fôrma Polydeck 59S na espessura nominal 0,80 mm. A Figura 3d apresenta a curva de assinatura elástica do perfil, que exibe os resultados de sucessivas análises de flambagens elásticas com o modelo numérico pelas faixas finitas variando-se o comprimento de flambagem analisado desse mesmo perfil. Atenção que, para análise de flambagem elástica em nervuras de telhas trapezoidais, os graus de liberdade dos nós de extremidade devem estar restringidos.

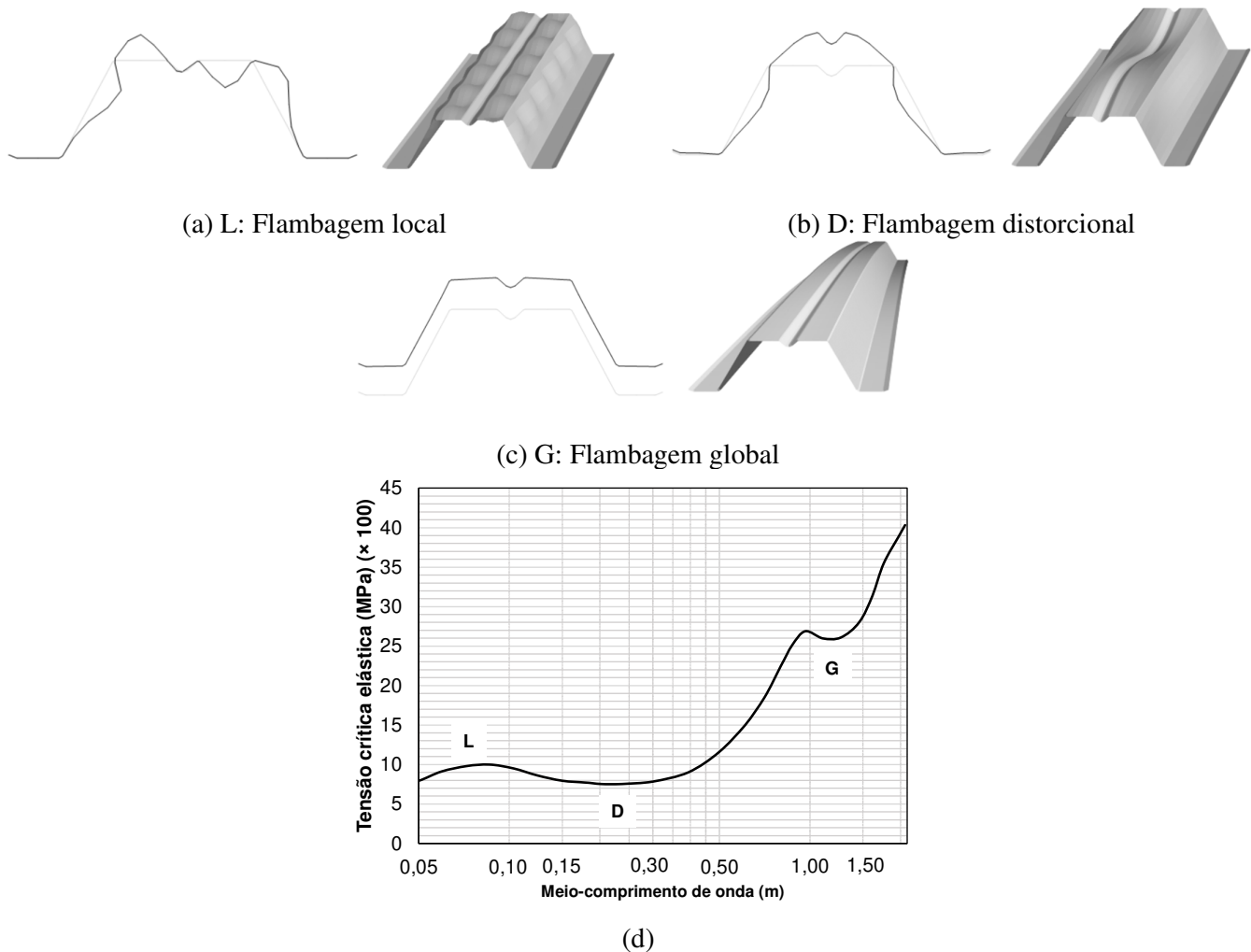


Figura 3. Representações gráficas de flambagem: (a) local; (b) distorcional e (c) flambagem global; (d) Curva de assinatura de flambagem elástica da telha de espessura 0,80 mm.

2.3 Metodologia Numérica

A metodologia numérica foi desenvolvida utilizando a metodologia de simulação numérica-computacional baseada no programa de elementos finitos ANSYS, versão 17.2, juntamente com a linguagem de programação APDL (ANSYS Programming Design Language). Para o aço conformado a frio, os modelos de elementos de casca, por meio do método de elementos finitos que empregam análise não linear geométrica e de materiais da estrutura imperfeita, representam o padrão para a previsão computacional da resistência última e do comportamento de colapso dos elementos estruturais isolados (Schafer et al., 2010). Esses modelos são altamente sensíveis a vários fatores-chave, e sua precisão depende de uma consideração correta desses fatores. A seguir, são mencionados os fatores que foram levados em conta para a modelagem, seguindo principalmente as disposições de Degtyarev (2020). As imperfeições geométricas iniciais (IGI) influenciam significativamente a resistência última e os mecanismos pós-flambagem. De acordo com prEN 1993-1-14 (2023) no projeto de estruturas de aço, a magnitude da imperfeição para o modo de flambagem distorcional pode ser determinada pela seguinte fórmula:

$$e_{0,dist} = 0,3 t \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,d}}} \quad (12)$$

Onde: t , é a espessura da chapa, f_{yb} , é a tensão nominal de resistência ao escoamento, $\sigma_{cr,d}$ é a tensão crítica elástica de flambagem distorcional. A Figura 4 mostra as condições de contorno dos modelos de telha apoiados

nas mesas inferiores e carregados através da parte superior da telha. No suporte da telha, as translações verticais dos nós nas mesas inferiores foram limitadas.

Para evitar o movimento do corpo rígido, o deslocamento lateral de um nó na borda da mesa inferior da telha foi restringido. As cargas foram modeladas por forças aplicadas às mesas superiores da telha. Esse procedimento implica que todos os nós dentro dessas seções se deslocam de maneira idêntica na direção vertical, de modo que os nós de cada mesa inferior, nas localizações de carga, foram acoplados, comportando-se como se estivessem rigidamente vinculados nesse grau de liberdade. A principal razão para esse acoplamento é garantir uma representação mais precisa do comportamento estrutural nessas regiões críticas. O modelo constitutivo do material foi elasto-plástico, com curva definida a partir do ensaio de tração realizado para o ZAR 280 em Mello *et al.* (2024), ver Figura 5.

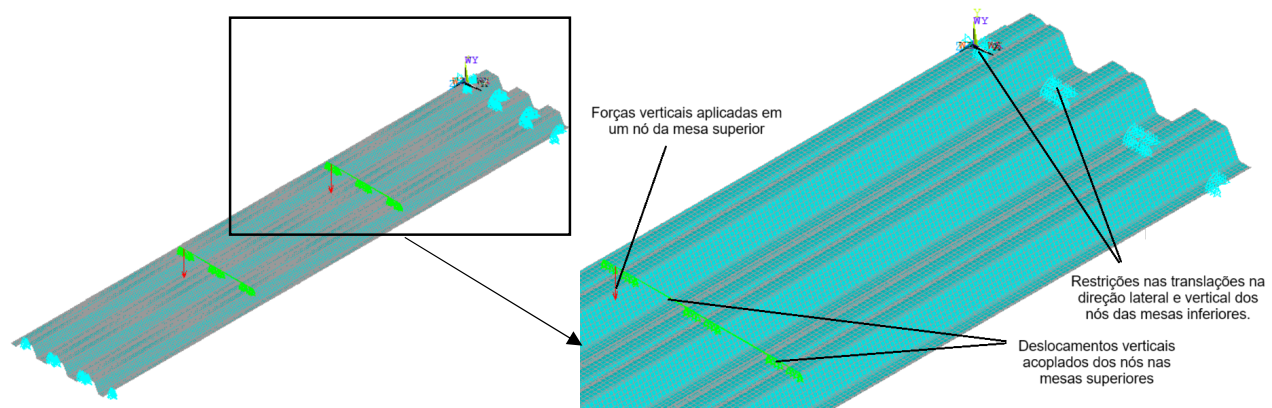
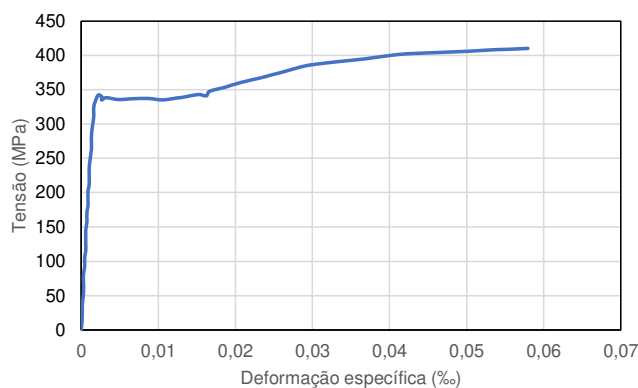


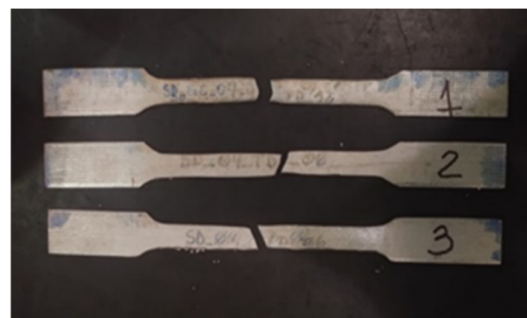
Figura 4. Modelo numérico da fôrma-telha sujeita à flexão em 4 pontos com condições de contorno e aplicação de carga

A escolha do tipo de elementos finitos é fundamental para a precisão do modelo. Em elementos de casca, devem-se considerar aspectos como a ordem do elemento (linear ou quadrático) (Schafer et al., 2010). SHELL181 é um elemento de casca linear e é utilizado na modelagem para aplicações não lineares de grande deformação devido à sua capacidade de considerar a variação da espessura da casca, além de contribuir para a redução do tempo de cálculo.

Para este trabalho, foi realizada a modelagem para as espessuras nominais de 0,80 e 1,25 mm, uma vista que essas também foram as amostras ensaiadas. Para fins de estudo do comportamento da telha, foi considerada na modelagem computacional a espessura mínima que a empresa siderúrgica deve garantir aos seus clientes, descontando-se o revestimento galvanizado. Por se tratar de uma telha galvanizada de classe Z275, segundo a ABNT NBR 7008 (2021) esta deve possuir 275 g/cm² de zinco por face, o que representa aproximadamente 0,02 mm por face.



(a)



(b)

Figura 5. (a) Resultado da curva tensão-deformação do ensaio de resistência à tração do (b) Amostras ensaiadas (Mello et al., 2024).

Cada modelo foi analisado em duas etapas: 1) Foi realizada uma análise de flambagem elástica para obter os modos e momentos de flambagem elástica; 2) Foi realizada uma análise não linear estática com carregamento monotônico com a distribuição IGI da Equação (12), baseada em três modos de flambagem elástica por distorção da mesa superior da telha, caracterizada por deflexões verticais da mesma mesa, conforme mostrado na Figura 6.

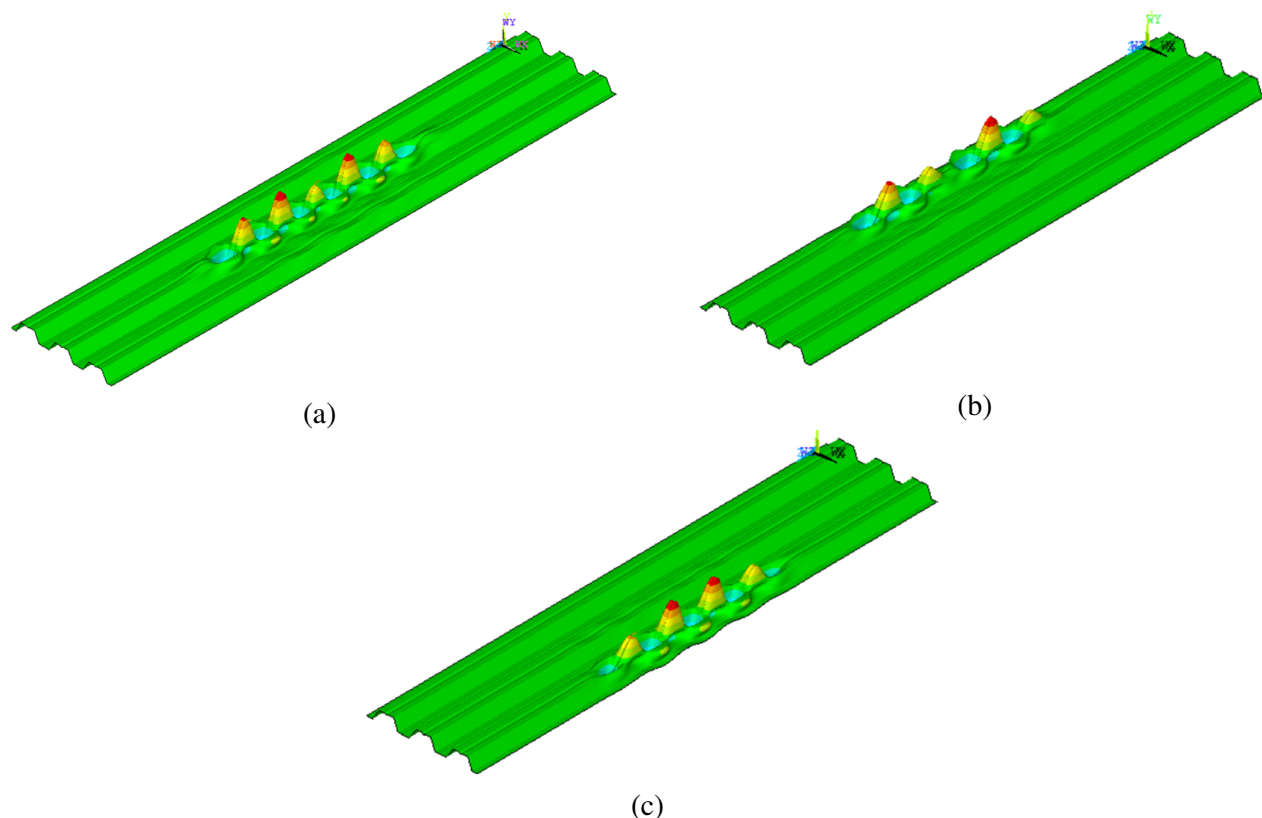


Figura 6. (a) Primeiro, (b) Segundo e (c) Terceiro modos de flambagem distorcionais.

2.4 . Ensaios Experimentais

No dimensionamento das lajes mistas antes da cura do concreto é necessário a determinação do momento fletor positivo e negativo de cálculo objetivando a verificação do modo de colapso da laje. Dessa forma, a fôrma de aço precisa resistir aos esforços de flexão. Nessa seção são apresentados os resultados de dois ensaios à flexão positiva realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília (ver Figura 7), conforme o esquema estrutural apresentado na Figura 8.

2.4.1 Aparelhagem e material empregado

- 2 telhas Polydeck 59S numeradas SD01 e SD02;
- Sacos de areia e sacos de fibra com peso médio de 20 kgf;
- Um apoio de primeiro e um de segundo gênero;
- Blocos de concreto (para criar os vãos do ensaio);
- Trena a laser Bosch GLM 50 C (para medir os deslocamentos);

- Trena comum (para ajustar a posição da telha).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 7. (a) Steel Deck bi-apoiado com carregamento distribuído – apoios de 1º e 2º gêneros; (b) Steel Deck vista dos apoios de 1º e 2º gêneros; (c) Seção em ruína (vista lateral); (d) Seção em ruína (vista frontal).

Seleciona-se a telha a ser utilizada e medem-se sua espessura, comprimento e largura. Caso as mesas estejam para cima e sejam retas, é necessário dobrá-las para criar um efeito de continuidade, caso as mesas estejam para baixo apoiando-se na parte inferior não será necessário dobrá-las, pois já simularão esse efeito.

Utilizando os apoios em cima dos blocos de concreto (tornando possível a flexão da telha sem tocar no chão), posiciona-se a telha deixando-se suas extremidades em balanço. Iniciando o carregamento, são posicionados os sacos de areia a partir das extremidades (desconsiderando-se o trecho em balanço) em direção ao meio do vão, ajustando o carregamento para que este fique o mais uniforme possível sobre a telha.

Após cada fiada completa é medido o deslocamento com a trena à *laser*, repetindo-se esse procedimento até a falha. Para os dois ensaios aqui apresentados, cujos dados encontram-se nas Tabelas 1 e 2, foram encontrados os seguintes resultados de momentos fletores positivos resistentes das telhas Polydeck 59S e do deslocamento, ver Figura 9, até um instante antes da falha final, tendo em vista a impossibilidade de efetuar-se medições no instante iminente de colapso. Apesar da chapa de 1,25 mm da SD01 possuir um momento de inércia de área superior à chapa de 0,80 mm (SD02), a Figura 9 demonstra curvas momento versus deslocamento com rigidez muito semelhante, em razão dos vãos e larguras ensaiados das SD01 e SD02 serem diferentes. Coincidentemente, o conjunto de vão e largura resultou para os dois ensaios em rigidezes muito próximas.

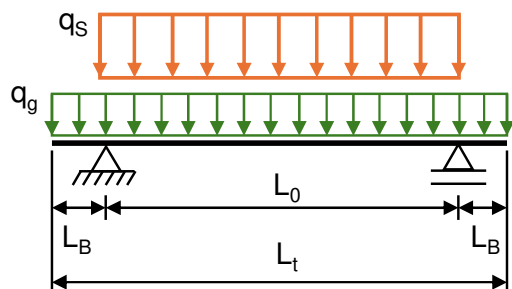


Figura 8. Esquema estrutural dos ensaios.

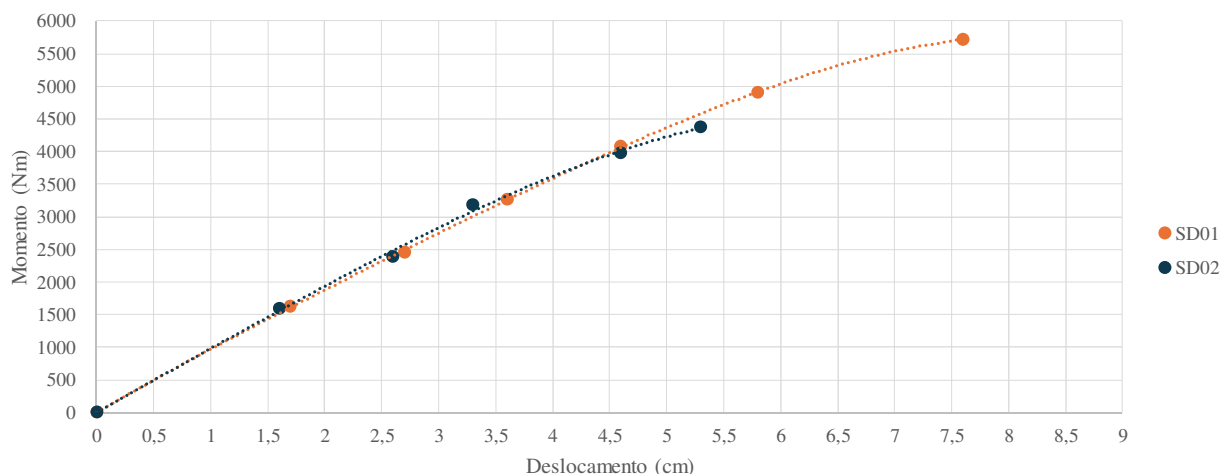


Figura 9. Gráfico Momento Positivo x Deslocamento.

Tabela 1 – Seções transversais das telhas utilizadas

TELHA	SEÇÃO TRANSVERSAL
SD01 – $t_{nom} = 1,25$ mm	
SD02 – $t_{nom} = 0,80$ mm	

Tabela 2 – Dados e cálculos dos ensaios em laboratório SD01 e SD02

AMOSTRA	t mm	W m	L _t m	L _B m	L ₀ m	q _s kN/m	q _g kN/m	I _{x,exp} cm ⁴ /m	M _{exp} kNm/m	I _{x,cat.} cm ⁴ /m
SD01	1,35	0,69	4,10	0,20	3,70	3,61	0,104	99,29	9,20	101,75
SD02	0,85	0,84	4,00	0,38	3,24	3,57	0,080	64,65	5,70	62,91

Onde:

t: espessura total em milímetros medida com o revestimento galvanizado;

W: largura total da telha ensaiada em metros;

L_t: comprimento total da telha em metros;

L_B: comprimento do balanço teórico em metros;

L₀: vão teórico em metros;

q_s: carga dos sacos de areia em kN/m;

q_g: peso próprio linear da telha em kN/m;

M_{exp}: momento de falha experimental em kNm/m;

$I_{x,cat.}$: momento de inércia de área informado pelo catálogo do fabricante em cm^4/m ;
 $I_{x,exp}$: momento de inércia de área estimado a partir do ensaio experimental em cm^4/m .

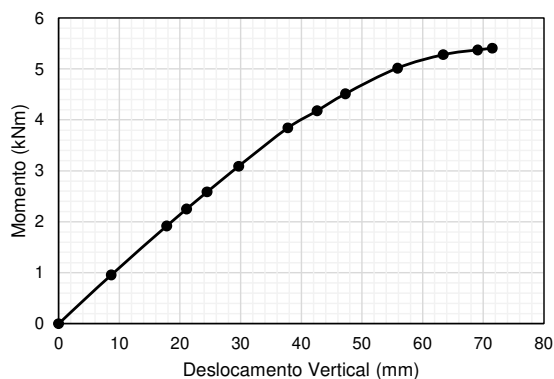
3 Resultados

A Tabela 3 apresenta os momentos resistentes obtidos por meio de diferentes métodos para duas espessuras nominais de 0,8 mm e 1,25 mm. Observa-se que o aumento da espessura nominal da seção gera um aumento no momento resistente, o que é consistente com a teoria estrutural. Para a espessura de 0,8 mm, o momento experimental (M_{exp}) é de 5,70 kNm/m. Comparando-se esse valor com o obtido pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) resulta em 5,41 kNm/m, o que representa uma diferença 5,1% menor em relação ao experimental. O método de resistência direta (MRD) fornece um resultado de 5,20 kNm/m, subestimando o momento em 8,8% em comparação com o experimental. Por outro lado, o método da largura efetiva (MLE) obtém 5,73 kNm/m, o que equivale a uma diferença de 0,5% maior, sendo o mais próximo do valor experimental nesse caso. Para a espessura de 1,25 mm, o momento experimental aumenta para 9,20 kNm/m, enquanto o valor obtido pelo MEF é de 10,19 kNm/m, o que representa uma superestimação de 10,8% em relação ao valor experimental. Por outro lado, pelo método MRD, obtém-se 8,21 kNm/m, o que implica uma subestimação de 10,8%. Cabe ressaltar que os momentos resistentes obtidos pelo MLE e pelo MRD a partir da norma AISI S100 (2020) são os nominais sem o coeficiente de segurança, ou seja, são momentos característicos e os momentos experimentais e os momentos obtidos pelo MEF não são característicos. Contudo, espera-se que o desvio padrão seja baixo para a determinação dos momentos experimentais característicos a partir da repetição de mais ensaios, tendo em vista que trata-se de um produto industrializado com controle de qualidade e o aço é um material homogêneo, isotrópico e nas regiões iniciais demonstrada na Figura 8, a amostra apresenta um comportamento bastante linear.

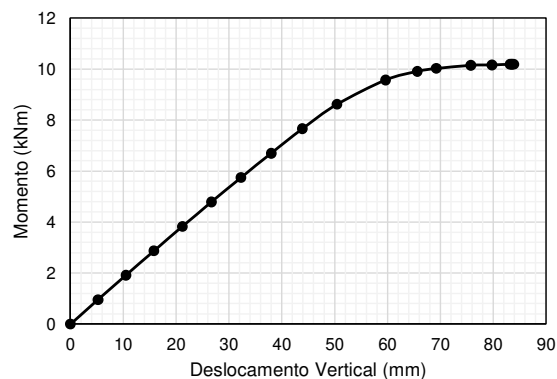
Por fim, o MLE, com 9,13 kNm/m, apresenta uma leve diferença de 0,8% a menos, sendo novamente o que mais se aproxima do valor experimental. É importante ressaltar que o momento máximo obtido a partir dos ensaios experimentais considera carregamento distribuído (distribuição uniforme por meio de sacos de areia), enquanto o momento máximo obtido a partir da simulação com MEF considera carregamento concentrado (flexão pura em 4 pontos com cargas equidistantes dos apoios). Apesar dessa diferença na forma de aplicar as cargas, os momentos máximos de ruína tendem a ser similares. Futuramente, no âmbito dessa pesquisa, uma condição em simulação computacional mais próxima dos ensaios (carga distribuída) será adotada para verificar se haverá diferença significativa. Abaixo a Figura 10 demonstra o comportamento para as SD01 e SD02 com as diferentes espessuras nominais pelo MEF.

Tabela 3 - Momentos resistentes por diferentes métodos

Espessuras Nominiais mm	Espessura modelo MEF mm	M_{exp} kNm/m	M_{MEF} kNm/m	Mn_{MRD} kNm/m	Mn_{MLE} kNm/m
0,80	0,76	5,70	5,41	5,20	5,73
1,25	1,21	9,20	10,19	8,21	9,13



(a)



(b)

Figura 10. Momento pelo Método dos Elementos Finitos, espessura nominal de (a) 0,80 mm (b) 1,25 mm.

4 Conclusão

Para a seção de 0,80 mm de espessura, o momento resistente experimental foi de 5,70 kNm/m, enquanto o método (MEF) apresentou um valor de 5,41 kNm/m. O método (MRD) resultou em 5,20 kNm/m, enquanto o método (MLE) mostrou um valor de 5,73 kNm/m.

Para a seção de 1,25 mm de espessura, o ensaio experimental resultou em um valor de 9,20 kNm/m, enquanto o MEF forneceu um valor de 10,19 kNm/m. O método MRD obteve 8,21 kNm/m, e o método MLE apresentou 9,13 kNm/m.

Os resultados obtidos destacam a relevância dos ensaios experimentais para a calibração e validação de modelos numéricos. Embora os métodos analíticos e o MEF forneçam estimativas próximas, a precisão da simulação pode ser aprimorada com a incorporação de condições de carga mais representativas. Por isso, futuramente serão realizadas mais simulações com base nos resultados já obtidos, além de análises paramétricas.

Agradecimentos

Os autores agradecem à ArcelorMittal-Perfilar pelo fornecimento das telhas utilizadas nos ensaios.

Referências

- ABNT NBR 7008. (2021). *Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga de zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente. Parte 1: Requisitos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- AISI S100-16. (2020). *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (p. 505). American Iron and Steel Institute.
- Casafont, M., Marimon, F., Bové, O., Ferrer, M., & Centelles, X. (2024). Local buckling of cold-formed steel trapezoidal sheets: Data for finite element model validation. *Data in Brief*, 53(110075). <https://doi.org/10.34810/data899>
- Degtyarev, V. V. (2020). Finite element modeling of cold-formed steel deck in bending. *Magazine of Civil Engineering*, 94(2), 129–144. <https://doi.org/10.18720/MCE.94.11>
- Dudenbostel, R. K., & Sputo, T. (2016). Application of the Direct Strength Method to Steel Deck. *Wei-Wen*

Yu International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, 665–679.

- Mello, J. H. L. P. (2023). *Avaliação da resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada por modelagem em elementos finitos considerando a geometria das mossas*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC). Universidade de Brasília (UnB).
- Mello, J. H. L. P., Pureza, D. Q., Martins, M. P., Cardoso, H. de S., Lameiras, R. de M., Veloso, L. A. C. M., Brito, J. L. V. de, Silva, J. G. S. da, & Alencar, G. S. (2024). Longitudinal shear strength design of composite slabs by full-scale FE modelling considering the embossments. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 17(5), 1–20. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952024000500005>
- Neves, M., Basaglia, C., Camotim, D., & Araujo, H. (2024). Improving the local and distortional resistance of CFS trapezoidal self-supporting roof members. *Thin-Walled Structures*, 201(112054). <https://doi.org/10.1016/j.tws.2024.112054>
- prEN 1993-1-14. (2023). *Design of steel structures — Part 1-14: Design assisted by finite element analysis* (pp. 1–64). Technical Committee CEN/TC 250.
- Schafer, B. W., Li, Z., & Moen, C. D. (2010). Computational modeling of cold-formed steel. *Thin-Walled Structures*, 48(10–11), 752–762. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2010.04.008>
- Schafer, B. W., & Peköz, T. (1998). Direct Strength Prediction of Cold-Formed Steel Members using Numerical Elastic Buckling Solutions. *Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*.
- Schafer, B. W., & Yu, C. (2006). Distortional Buckling of Cold-Formed Steel Members in Bending. In *American Iron and Steel Institute*.
- Silva, D. M. de L. e. (2024). *Estudo experimental e numérico da resistência ao cisalhamento longitudinal na interface fôrma-concreto em lajes mistas com fôrma de aço incorporada: Ensaio de Push-out*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC). Universidade de Brasília (UnB).
- von Karman, T., Sechler, E., & Donnell, L. H. (1932). Strength of Thin Steel Compression Flanges. In *Transactions of the American Society of Civil Engineers* (Vol. 54, pp. 53–57).
- Winter, G. (1947). Strength of Thin Steel Compression Flanges. In *Transactions of the American Society of Civil Engineers* (Vol. 112, Issue 1, pp. 527–554). <https://doi.org/10.1061/taceat.0006092>