

Verificação teórica e experimental do comportamento de telhas de aço trapezoidais formadas a frio

Gustavo Prates Mezzomo¹, Gladimir Grigoletti², Ignacio Iturrioz³

Trabalho recebido em 16/10/2006 e aprovado para publicação em 06/02/2007.

Resumo

Os perfis de aço formados a frio são componentes estruturais de grande aplicação na engenharia, sendo fabricados a partir de chapas de pequena espessura. Esses perfis são caracterizados pela grande relação largura/espessura de seus elementos, o que os torna suscetíveis à flambagem local. As telhas de aço são uma alternativa econômica para o fechamento e cobertura de galpões industriais, ginásios e hangares, por exemplo, porém não há muita informação disponível sobre seu comportamento estrutural, apesar da grande aplicabilidade desses componentes. Contrariando essa tendência, neste trabalho foi feita uma verificação experimental do comportamento à flexão de telhas de aço formadas a frio de perfil trapezoidal, com diferentes tipos de vinculação das bordas longitudinais, tendo em vista a obtenção da carga crítica de flambagem elástica e da carga de colapso. Paralelamente, foram desenvolvidos modelos de Elementos Finitos e de Faixas Finitas para a determinação das cargas críticas da estrutura em estudo. Finalmente, foram aplicados o procedimento da norma NBR 14762 (ABNT 2001) e o Método da Resistência Direta para a determinação da carga teórica de colapso. Os diversos resultados obtidos são comparados, fazendo-se uma correlação do tipo de vinculação utilizada com as cargas críticas e as cargas de colapso obtidas, com consideração da limitação dos procedimentos utilizados.

Palavras-chave: Perfis de aço formados a frio. Telhas trapezoidais. Flambagem local.

¹ Aluno de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PROMEC-UFRGS). Rua Sarmento Leite 425, CEP: 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil. Tel: +55 51 3316-3255. E-mail: mezzomo@portoweb.com.br

² Prof. M.Sc. da Universidade Luterana do Brasil (ULBRA). Aluno de Doutorado do PROMEC-UFRGS. Rua Sarmento Leite 425, CEP: 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil. Tel: +55 51 3316-3255. E-mail: grigoletti@cpovo.net

³ Prof. Dr. do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PROMEC-UFRGS). Rua Sarmento Leite 425, CEP: 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil. Tel: +55 51 3316-3255. E-mail: ignacio@mecanica.ufrgs.br

1. Introdução

As estruturas metálicas compostas por perfis de aço formados a frio têm sido cada vez mais empregadas no Brasil, tanto na construção civil como na engenharia mecânica, com uso em chassis de veículos rodoviários e longarinas de aviões, por exemplo. Os perfis de aço formados a frio são fabricados a partir de chapas de aço de pequena espessura, caracterizando-se pela facilidade de produção em diferentes geometrias. Também podem ser usados para fechamento em coberturas e fachadas de pavilhões industriais, ginásios esportivos, hangares e silos de armazenagem sob forma de telhas.

Pelo fato de se empregar esse tipo de perfil em sistemas leves, o colapso do mesmo quase sempre está associado ao fenômeno da flambagem local, decorrente de sua grande esbeltez. Nesse contexto, situa-se o objetivo deste trabalho: a análise do comportamento estrutural de telhas trapezoidais de aço formadas a frio sob flexão, com a comparação de resultados teóricos e experimentais, considerando-se diferentes tipos de vinculação. A Fig. 1 ilustra o desenho esquemático do perfil analisado, bem como o detalhe de como se dá o trespasse das bordas de duas telhas adjacentes.

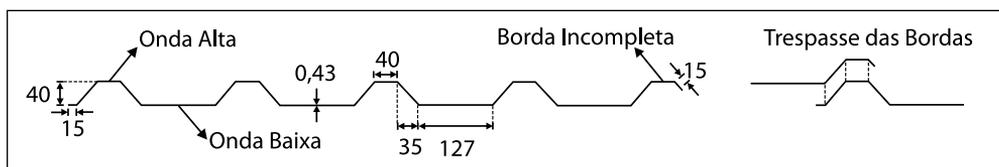


Figura 1: Perfil da telha analisada no trabalho (com dimensões em mm) e detalhe do trespasse das bordas.

Na literatura não se encontram muitos trabalhos referentes à avaliação do comportamento de telhas metálicas sob flexão, embora haja títulos que estudem o comportamento de telhas utilizadas como diafragmas - elementos sob ação de esforço cisalhante. A maioria dos trabalhos que abordam assuntos referentes a perfis de aço formados a frio limita-se ao estudo de perfis convencionais, como os dos tipos C e Z. Apresentam-se, a seguir, as principais características de alguns dos trabalhos encontrados na área.

Jorgenson e Chern (1973) e Jorgenson e Chowdhury (1982) realizaram ensaios de flexão de telhas metálicas retas e curvas de perfil autoportante, fazendo referências ao cálculo através de procedimentos normativos. Fonseca (2000) também estudou o comportamento de telhas autoportantes sob flexão, buscando avaliar diferentes tipos de ligação entre as telhas. Foi feita uma comparação dos resultados com os valores teóricos obtidos pela especificação da AISI (2001) e por um modelo de elementos finitos baseado no comportamento linear elástico.

Bergfelt, Edlund e Larsson (1975) avaliaram experimentalmente o comportamento de telhas de aço de perfil trapezoidal sob flexão, focando a influência da flambagem local dos flanges e das almas na capacidade de carga. Foram destacados procedimentos experimentais para determinação da carga crítica. Bernard, Bridge e Hancock (1993 e

1995) realizaram ensaios de flexão em telhas trapezoidais com enrijecedores nos flanges, estudando a interação entre a flambagem local e a flambagem distorcional. Os resultados dos momentos fletores críticos de flambagem e dos momentos de colapso foram comparados com os obtidos por meio de modelos numéricos via Método das Faixas Finitas. Os autores propuseram fórmulas de projeto para o cálculo da capacidade de carga das telhas estudadas.

Mais recentemente, Chodraui (2003) avaliou a flambagem por distorção de barras submetidas à compressão centrada e à flexão, comparando os resultados obtidos pela norma brasileira NBR 14762 (ABNT 2001), pela análise elástica via Método das Faixas Finitas e pela análise via Método dos Elementos Finitos, considerando-se uma análise elástica de autovalores e, também, uma análise não-linear geométrica.

A análise de telhas de aço formadas a frio através do Método da Resistência Direta, com auxílio do Método das Faixas Finitas para determinação teórica da carga crítica, foi feita recentemente por Leece e Rasmussen (2005) no estudo de perfis comerciais de telhas de aço inoxidável. Avaliou-se a influência do fenômeno chamado *flange curling* na capacidade de carga de telhas submetidas à flexão, apresentando flambagem local ou distorcional. Os resultados foram comparados com dados experimentais de trabalhos anteriores dos mesmos autores.

Após a presente introdução, são expostos, na seção 2, os principais conceitos teóricos que serão utilizados ao longo deste trabalho; da seção 3 é apresentada a descrição do problema estudado; a seção 4 descreve a metodologia utilizada, tanto no procedimento experimental quanto nas diversas análises teóricas desenvolvidas; a seção 5 trata da discussão, apresentando uma comparação entre os resultados teóricos e experimentais; finalmente, na seção 6 são expostas as conclusões obtidas.

2. Fundamentação teórica

2.1 Modos de flambagem a considerar

Os perfis de aço formados a frio, diferentemente dos perfis laminados, que seguem padrões que os tornam compactos, são fabricados de várias formas compostas por elementos de grande esbelteza (grande relação entre largura e espessura das placas que compõem o perfil). Esses elementos, quando submetidos à compressão, estão sujeitos aos fenômenos da flambagem local e distorcional (diferentes formas de instabilidade das placas que compõem um perfil). Além disso, o perfil de uma barra está sujeito à flambagem global, que depende do índice de esbelteza dessa barra (função da relação entre o comprimento de flambagem da barra e o raio de inércia da seção transversal).

Na Fig. 2 ilustram-se os diferentes modos de flambagem aos quais um perfil submetido a carregamentos de flexão (Fig. 2(a)) está sujeito. A flambagem global, ou flambagem lateral com torção, acontece quando a instabilidade atinge a barra como um todo, sem que haja distorção apreciável da sua seção transversal (Fig. 2(b)). Na flambagem

local, os elementos (placas) flambam transversalmente, sem que ocorra translação dos pontos de união dos elementos que compõem a seção (Fig 2(c)). Finalmente, na flambagem distorcional, além da flambagem transversal das placas, ocorre a translação dos pontos de união dos elementos que compõem a seção (Fig. 2(d)). Hancock (1978) define esta última forma de flambagem como interação entre flambagem local e global.

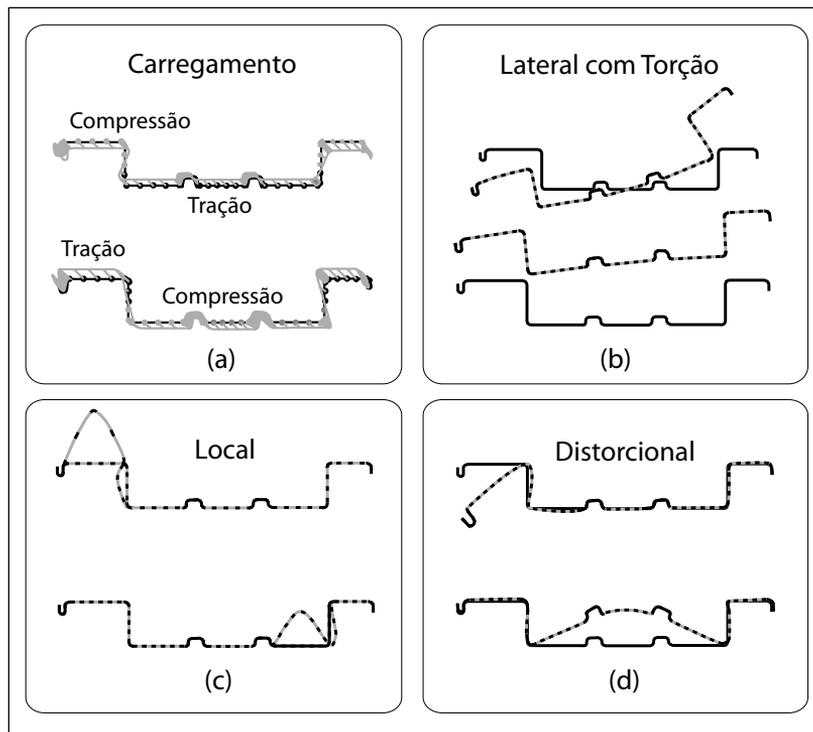


Figura 2: Exemplos de modos de flambagem para uma seção painel submetida a carregamentos de flexão. (Schafer 2002).

2.2 Resistência pós-crítica e carga de colapso

Quando um perfil sofre flambagem local ou distorcional, não entra necessariamente em colapso, porque possui uma resistência pós-flambagem ou pós-crítica. O colapso de um perfil é definido pelas curvas de resistência, como as apresentadas mais adiante, na Fig. 3, que representam o momento fletor de colapso M_n (adimensionalizado em relação a um momento de referência), em função do índice de esbelteza reduzido da barra, que é dado pela Eq. (1):

$$\lambda = \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} \quad (1)$$

onde M_{cr} é o momento crítico de flambagem elástica associado a um modo de flambagem local ou distorcional. Existirá, então, um índice de esbeltez reduzido para a flambagem local e outro para a flambagem distorcional. O momento de referência pode ser o momento que produz escoamento nas fibras mais externas da seção M_y , ou o momento que cause flambagem global, caso se deseje verificar a interação entre a flambagem local (ou distorcional) e a flambagem global (ver Seção 2.4).

Para um perfil que flambe localmente, o colapso ocorrerá por flambagem global ou pelo escoamento de sua seção comprimida, mas, para um perfil que sofra flambagem distorcional, o colapso será sempre por escoamento, já que a interação com a flambagem global é desprezível (Hancock, Kwon e Bernard 1994). A Fig. 3 ilustra exemplos de curvas de resistência associadas à flambagem local e distorcional de um perfil comparadas com a curva de flambagem elástica de uma placa esbelta (que considera M_n igual a M_{cr}). Para perfis com elementos suficientemente esbeltos, nota-se uma reserva pós-crítica para esses dois tipos de colapso, sendo mais acentuada para a flambagem local.

Existem diversas propostas para a formulação de curvas de flambagem local de um perfil, entre elas a curva de Winter, conforme descrito mais adiante. Entre os trabalhos que propõem curvas para flambagem distorcional pode-se citar o de Kwon e Hancock (1992), que estudaram perfis C que apresentassem cargas críticas muito próximas para flambagem local e distorcional. Chegou-se à conclusão de que, para esses perfis, a flambagem distorcional governava o colapso; por isso, a reserva pós-crítica para a flambagem distorcional na Fig. 3 é menor.

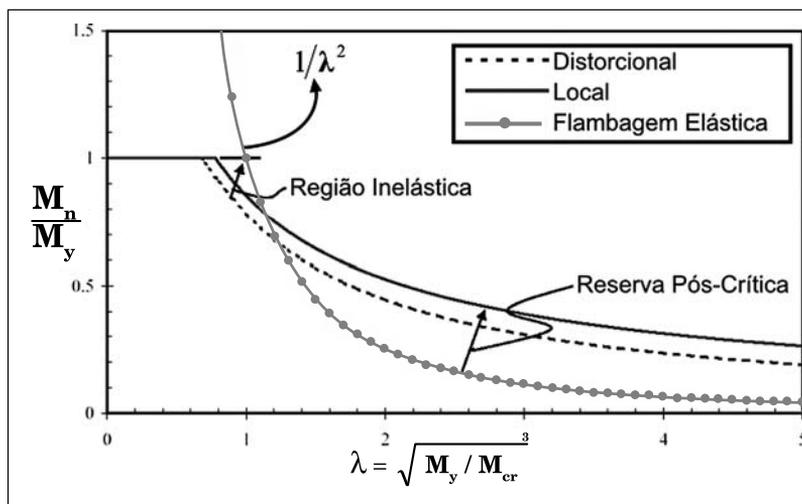


Figura 3: Curvas de resistência de flambagem local e distorcional de perfis sob flexão, considerando interação com o momento de escoamento, comparadas com a curva de flambagem elástica de uma placa isolada. (Schafer 2002).

2.3 Método das Larguras Efetivas e procedimento de norma

Uma placa de largura b , submetida a um carregamento uniforme q , que flambe localmente, é submetida a uma redistribuição de tensões com concentrações nas bordas. Assim, Von Karman propôs que se assumissem tensões uniformes de valor σ_{max} em regiões próximas às bordas da placa (regiões efetivas), desconsiderando o trecho central no cálculo da rigidez da placa flambada (Figs. 4(a) e 4(b)). A placa de largura efetiva b_{ef} entra em colapso quando σ_{max} atingir a tensão de escoamento f_y . Von Karman propôs uma formulação para uma chapa perfeita, o que levou outros pesquisadores a incorporarem os efeitos das imperfeições mecânicas e geométricas no procedimento de cálculo pela da calibração experimental (Yu 2000).

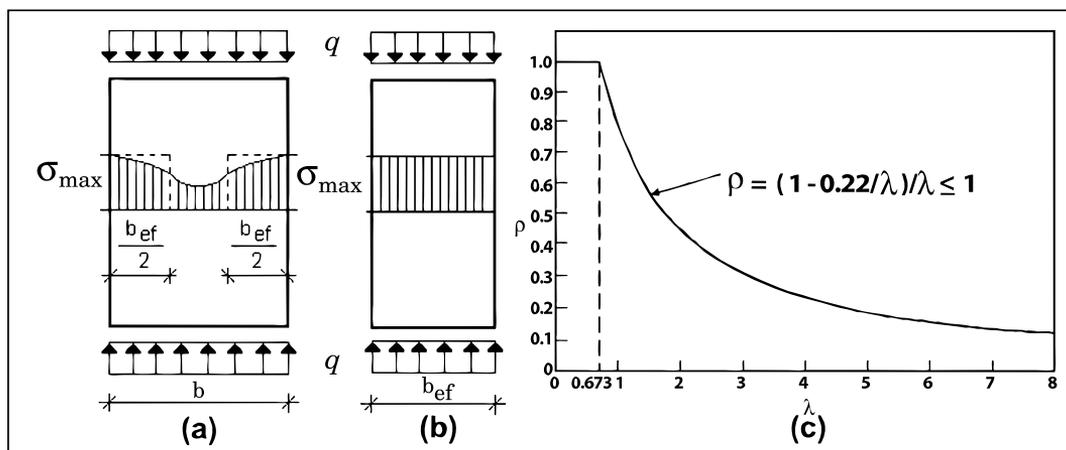


Figura 4: (a) Redistribuição de tensões numa placa que sofreu flambagem local. (b) Placa efetiva. (c) Variação do valor do fator de redução de flambagem local.

Na formulação proposta por Winter (Yu 2000), a largura efetiva pode ser escrita conforme a Eq. (2), onde ρ é o fator de redução, cujo valor varia em função do índice de esbeltez reduzido do elemento em questão, dado pela Eq. (3); K é o coeficiente de flambagem de placa; E é o módulo de elasticidade do aço e σ é a máxima tensão de compressão (igual à tensão de escoamento f_y se a tensão máxima for a de compressão). A variação do índice de esbeltez reduzido segue o comportamento da curva de flambagem local (Fig. 4(c)). Para índices inferiores a 0,673, assume-se que a placa seja inteiramente efetiva. O valor de K depende das vinculações das bordas da placa e do carregamento, Tabelas 4 e 5 da NBR 14762 (2001).

$$b_{ef} = \rho b \quad (2)$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{K E}{\sigma}}} \quad (3)$$

Para o dimensionamento de perfis de aço formados a frio existem diversas normas de projeto, entre elas a norma brasileira NBR 14762 (ABNT 2001). Esta norma está limitada ao dimensionamento de seções de chapa dobrada de estruturas que se comportem como vigas, já que todo o formulário referente à flambagem global está baseado nessa modelagem e os esforços considerados pela norma são generalizados: axial, flexão e cortante.

A norma utiliza o conceito de *larguras efetivas* para considerar o efeito da flambagem local dos elementos que compõem a seção. Para isso, usa a formulação proposta por Winter. O valor do coeficiente de flambagem, segundo simplificação da norma, depende de o elemento ter as duas bordas vinculadas ou apenas uma (elementos AA ou AL, respectivamente) e do tipo de carregamento, que pode ser compressão uniforme ou uma distribuição linear de tensões (segundo o modelo de viga). Utilizando a formulação de Winter e usando o valor de K para uma chapa isolada (sem considerar interação entre os elementos), o método proposto pela norma normalmente é conservador.

A aplicação deste trabalho é o estudo de telhas submetidas à flexão verificadas quanto ao *critério da resistência* (estado limite último). O momento resistente nominal é dado pela Eq. (4):

$$M_n = \rho_{FLT} W_{c,ef} f_y \quad (4)$$

onde M_n é o momento fletor resistente nominal; ρ_{FLT} é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção; $W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra mais comprimida; f_y é a tensão de escoamento do aço.

Para o caso de telhas sob flexão, $\rho_{FLT}=1$, ou seja, não ocorre flambagem global, com o colapso acontecendo por escoamento da seção efetiva. Se $W_{c,ef}$ for igual a W_c (módulo elástico da seção bruta), todos os elementos são inteiramente efetivos e não há flambagem local, com o colapso caracterizado pelo escoamento da seção bruta, sem interação com esse tipo de flambagem.

2.4 Método da Resistência Direta (MRD)

Schafer e Peköz propuseram um método alternativo de cálculo de perfis formados a frio: o Método da Resistência Direta (Schafer 2002; Hancock, Murray e Ellifritt, 2001). A idéia do método consiste em adaptar a equação de Winter de larguras efetivas de uma placa isolada, alterando-se os seus coeficientes, Eq. (5), para, então, considerar o perfil como uma unidade, ou seja, os elementos que compõem o perfil passam a trabalhar de maneira conjunta, não sendo tratados como elementos isolados. Na Eq. (5) M_n é o momento fletor resistente nominal, M_{LIM} é o momento de colapso do perfil bruto e M_{cr} é o momen-

to crítico de flambagem elástica. M_{LIM} pode assumir o valor do momento de escoamento da seção bruta (M_y) ou o momento crítico de flambagem global; a e b são coeficientes, que dependem do modo de flambagem analisado no perfil - local ou distorcional. Assim, pode-se dizer que M_n é o momento de colapso da seção efetiva, que considera a interação com o momento de escoamento ou com o momento crítico de flambagem global.

$$\frac{M_n}{M_{LIM}} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{LIM}} \right)^a \left[1 - b \left(\frac{M_{cr}}{M_{LIM}} \right)^a \right] \quad (5)$$

A Eq. (5) foi calibrada experimentalmente para os modos local e distorcional considerando diversos tipos de perfis, o que resultou em curvas de resistência, como as mostradas na Fig. 3. O método consiste em determinar as cargas críticas de flambagem elástica para os modos local e distorcional e entrar nas curvas de resistência, que fornecerão os valores dos momentos nominais por flambagem local e distorcional (M_{nl} e M_{nd}). O colapso será governado pelo menor valor entre M_{LIM} , M_{nl} e M_{nd} .

Como o método trata o perfil como um todo, capta a interação entre os elementos. Essa interação pode ser benéfica ou prejudicial à carga crítica de flambagem quando comparada à calculada pelo Método das Larguras Efetivas (exemplos deste comportamento são dados em Hancock 1978). Adicionalmente, dispensa o cálculo trabalhoso de propriedades efetivas e trata do modo distorcional de flambagem de maneira simples. Assim, este método mostra-se bastante adequado à análise de perfis com geometrias complexas. Cabe salientar que o método proposto por Schafer apresenta limitações e problemas, alguns deles citados no trabalho de Rusch e Lindner (2001), referentes à análise de perfis submetidos simultaneamente à compressão e à flexão. Desse modo, o MRD não dispensa o uso das normas em certos casos.

2.5 Método das Faixas Finitas (MFF) e Método dos Elementos Finitos (MEF)

O MEF (Zienkiewicz 1982) e o MFF (Cheung 1988) são métodos que analisam o comportamento de estruturas discretizadas com o uso de funções de interpolação. O MFF utiliza funções polinomiais de interpolação nas direções transversais de uma barra (seção) e séries harmônicas na direção longitudinal das chamadas “faixas finitas”, que possuem rigidez de membrana e de flexão. O método começou a ganhar importância para o cálculo da carga crítica de flambagem elástica de um perfil, bem como para o estudo dos seus modos de flambagem, com o trabalho de Hancock (1978) com aplicação em perfis I sob flexão. A carga crítica é calculada para diversos comprimentos de flambagem L_f , que representam o comprimento de meia onda da função senoidal que interpola a faixa finita longitudinalmente.

Torna-se interessante apresentar os resultados obtidos pelo MFF como mostra a Fig. 20 (Seção 5.4), em termos de um fator de carga FC (momento fletor de flambagem elástica adimensionalizado em relação ao momento que provoca escoamento nas fibras mais externas da seção) em função do comprimento de flambagem L_f . Esse tipo de

gráfico, uma vez definido o comprimento de um perfil, permite determinar a sua carga crítica de flambagem: mínimo valor de fator de carga entre todos os comprimentos L_f inferiores ao do perfil. Estão associados a FC um modo de flambagem (local, distorcional, global ou uma combinação destes) e seu comprimento de flambagem L_f .

Se, por exemplo, na Fig. 20, o comprimento do perfil for de 1000 mm, a flambagem elástica estará associada a um $FC = 0,058$ e a um modo local com L_f igual a 100 mm, ou seja, o perfil flamba localmente com um comprimento de meia-onda de 100 mm na posição em que o momento crítico for atingido. Se o momento fletor for constante ao longo do comprimento do perfil, o mesmo flamba com 10 “meias-ondas” ao longo de seu comprimento.

Na Fig. 21 é apresentada a saída gráfica fornecida pelo programa CUFSM, implementado com essa metodologia e desenvolvido por Schafer (2002). O programa realiza uma análise de autovalores, embora o MFF já tenha sido utilizado levando em conta não-linearidades geométricas, como no trabalho de Hancock (1981), que analisa perfis caixão e perfis I sob compressão axial com imperfeições iniciais.

O MFF apresenta algumas limitações, entre as quais se citam as seguintes:

- a geometria da seção, bem como o carregamento aplicado e as restrições nodais não variam ao longo das faixas finitas. Com isso, só podem ser aplicados carregamentos de compressão e flexão uniformes;
- a barra analisada é suposta biapoada para ser compatível com a função de interpolação senoidal na direção longitudinal.

As limitações citadas restringem a aplicabilidade do método para o cálculo da flambagem global. Essa dificuldade pode ser solucionada com o uso de expressões analíticas ou do MEF para a determinação do valor de carga crítica de flambagem global.

O MEF faz uso da discretização também na direção longitudinal, contornando as limitações apresentadas acima, porém o custo computacional deste método é maior.

3. Apresentação do problema

As telhas de aço de perfis trapezoidais utilizadas em coberturas são fixadas sobre terças de sustentação, podendo-se dispor apoiadas apenas em suas extremidades ou continuamente sobre três ou mais apoios. Ao longo do comprimento, as bordas são trespassadas com as bordas de outras telhas. Neste trabalho, através de procedimentos experimentais e cálculos teóricos, analisa-se o comportamento quanto à instabilidade de telhas de aço trapezoidais (Fig. 1) apoiadas apenas em suas extremidades; ao longo do comprimento estudam-se diferentes condições de vinculação.

O material das telhas analisadas é aço zincado, cuja tensão de escoamento é de fundamental importância para os cálculos teóricos de instabilidade. Para a determinação dessa propriedade mecânica foram realizados ensaios de tração, obtendo-se um valor médio de 350 MPa.

Assumindo que o comportamento da telha possa ser aproximado pelo de uma viga, as telhas serão ensaiadas sob carregamento de flexão, buscando-se analisar o momento fletor crítico de flambagem elástica e o momento resistente. Como interessam os momentos fletores que causem instabilidade e colapso, adota-se um esquema de carregamento que implique momento fletor constante e esforço cortante nulo, como mostra a Fig. 5, onde as cargas estão uniformemente aplicadas em linhas nos terços do vão.

Jorgenson e Chern (1973) utilizaram o mesmo tipo de carregamento, que também foi empregado por Fonseca (2000). Cabe ressaltar que Bergfelt, Edlund e Larrson (1975) e Jorgenson e Chowdhury (1982) sugerem a aplicação desse tipo de carregamento apenas nos elementos tracionados do perfil. Adicionalmente, considerando o fenômeno da flambagem local, o carregamento de flexão mais desfavorável é o que comprime as ondas baixas, que são os elementos mais esbeltos do perfil. Assim, as linhas de carga estão direcionadas de modo a comprimir as ondas baixas da Fig. 1.

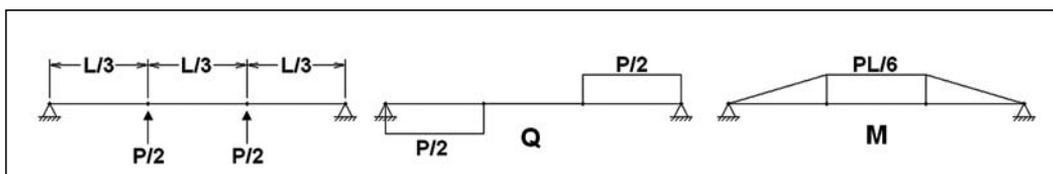


Figura 5: Carregamento de flexão empregado e as distribuições de esforço cortante Q e momento fletor M ao longo do comprimento da telha.

4. Metodologia

4.1 Procedimento experimental

Foram ensaiadas à flexão três configurações de telhas de 2200 mm de comprimento, com 2060 mm de vão livre. Primeiramente, ensaiou-se uma telha isolada com suas bordas livres (Ensaio 1), seguida do ensaio com uma telha com suas bordas trespassadas com outras duas telhas (Ensaio 2). Finalmente, ensaiou-se uma telha com bordas vinculadas (Ensaio 3), a qual teve suas bordas fixadas num estrado fabricado com tubos de aço quadrados de 70 x 70 x 3 mm. Esta telha precisou ter sua onda incompleta cortada para possibilitar a fixação no plano, o que deixou seu perfil simétrico. A Fig. 6 mostra as três configurações de ensaio.

Para o ensaio de flexão das telhas de aço foi montado um pórtico suficientemente rígido para que sua deformação pudesse ser desprezada perante a deformação da telha ensaiada, o qual se apresenta na Fig. 7(a). As telhas foram fixadas por baixo das terças com o uso de hastes galvanizadas com porca, arruela e anel de borracha em cada onda alta (Fig. 7(b)). Para o ensaio da telha com bordas vinculadas, apoiou-se o estrado sobre o pórtico. A fixação da telha ao estrado deu-se pelo mesmo método, com o acréscimo de seis rebites em cada borda longitudinal, conforme indicado na Fig. 6(c).

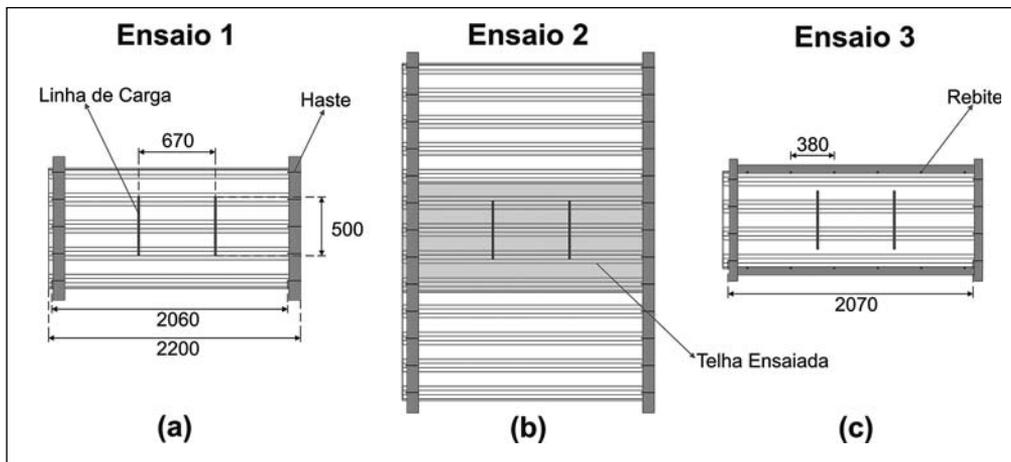


Figura 6: Configurações dos três ensaios realizados (dimensões em mm). (a) Telha com bordas livres. (b) Telha com bordas trespassadas. (c) Telha com bordas vinculadas.

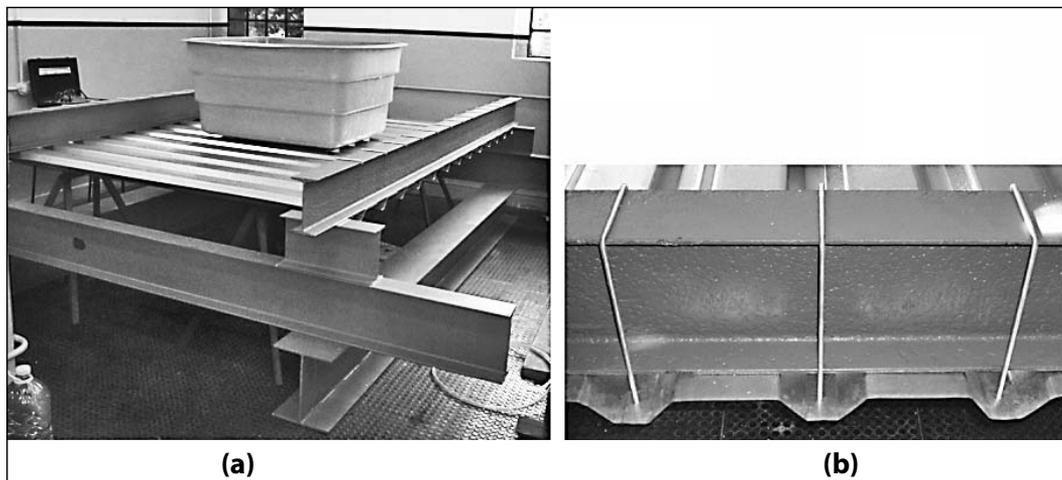


Figura 7: (a) Pórtico de ensaio (ensaio 2 sendo realizado). (b) Detalhe das hastes de fixação.

O carregamento aplicado nos terços do vão foi centralizado em faixas de 500 mm, para que não implicasse deformação excessiva nas bordas no ensaio com a telha isolada e pela impossibilidade de aplicar uma carga em toda a largura do perfil na telha fixada ao estrado. Foram usados dois tubos quadrados de 40 x 40 x 3 mm com 1,86 kg cada (tubos de apoio), que foram apoiados uniformemente sobre as telhas com o auxílio de calços de isopor para que a carga fosse distribuída uniformemente em todos os elementos do perfil. Sobre os tubos, a carga pôde ser posicionada.

Os resultados obtidos foram a carga crítica de flambagem elástica e da carga de colapso da telha. Foram utilizados cinco *strain gauges*, para medição de deformações, e dois relógios comparadores, para medição dos deslocamentos verticais, nas três amos-

tras ensaiadas, conforme Fig. 8, que mostra um *layout* do sistema de aquisição de dados. Para a determinação da carga crítica colocou-se uma tábua de 1,30 kg sobre os tubos de apoio e um recipiente centralizado com capacidade para 20 L, que foi enchido com água. Uma vez cheio o recipiente e verificado o comportamento, substituiu-se a tábua por um reservatório de fibra de vidro com capacidade para 500 L (pesando 15 kg), que foi igualmente enchido com água para a obtenção da carga de colapso.

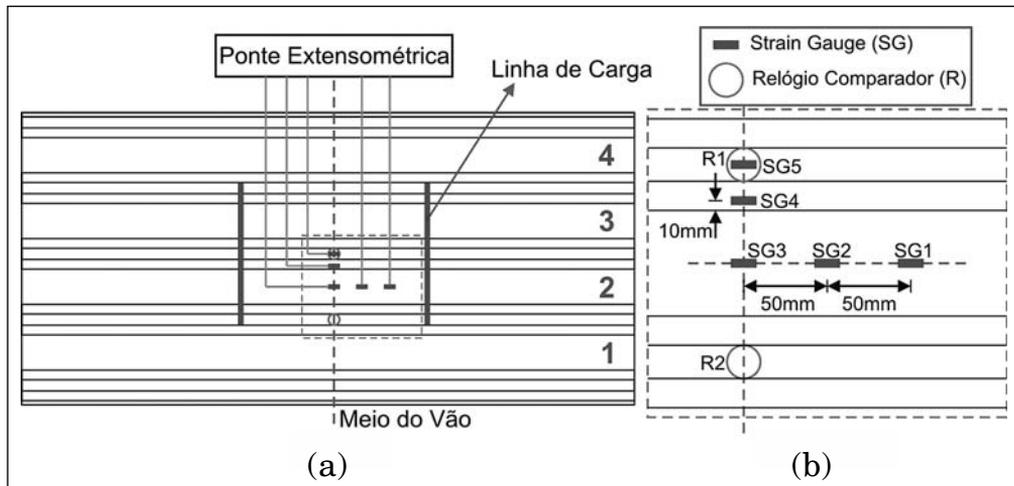


Figura 8: (a) *Layout* dos pontos de medição com *strain gauges* e relógios comparadores. (b) Detalhe do posicionamento dos *strain gauges*.

4.2 Modelagem pelo Método dos Elementos Finitos

Foram feitos modelos tridimensionais de Elementos Finitos discretizados com elementos de casca estruturais com rigidez de membrana e de flexão, possuindo quatro nós com seis graus de liberdade em cada. O tipo de elemento utilizado suporta grandes deformações e rotações, características de análises não-lineares.

Foram analisados dois modelos distintos: o modelo completo, considerando todo o comprimento da telha entre as duas linhas de fixação nas extremidades (2060 mm para bordas livres e trespassadas e 2070 mm para bordas vinculadas), e o modelo reduzido, adotando apenas o terço central do vão entre as linhas de carregamento (670 mm). Para o modelo completo, o carregamento foi aplicado com cargas nodais nas linhas correspondentes aos terços do vão. O modelo reduzido consiste em considerar apenas o terço central do vão da Fig. 5, aplicando-se o momento fletor constante nas extremidades, que são consideradas simplesmente apoiadas no centróide da seção. Pôde-se demonstrar que, para um modelo de viga, a deformada é a mesma, como se ilustra na Fig. 9.

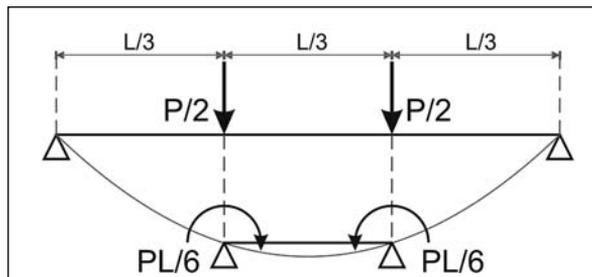


Figura 9: Equivalência entre os modelos de viga completo e reduzido.

As três configurações de telhas – com bordas longitudinais livres, trespassadas e vinculadas – foram modeladas; os perfis estão ilustrados nas Figs. 10(a) e 10(b), na posição em que foram usados no procedimento experimental. Adicionalmente ao carregamento utilizado no procedimento experimental (carga central), foi utilizado carregamento através de toda a largura da telha (carga total) nos modelos numéricos, conforme mostram as Figs. 10(c) e 10(d). Nas extremidades do modelo completo foram colocadas vinculações translacionais nas três direções nos nós centrais das ondas altas, simulando as hastes de fixação (pontos (i) da Fig. 10(e)); somente para o caso da telha com bordas livres foi preciso colocar vinculação elástica na onda alta correspondente à borda incompleta (ponto (ii) da Fig. 10(e)). No modelo reduzido, o mesmo tipo de vinculação foi aplicado em todos os nós da linha centroidal das extremidades, pontos (iii) da Fig. 10(f), tendo por hipótese que as linhas de carga estão suficientemente longe das hastes.

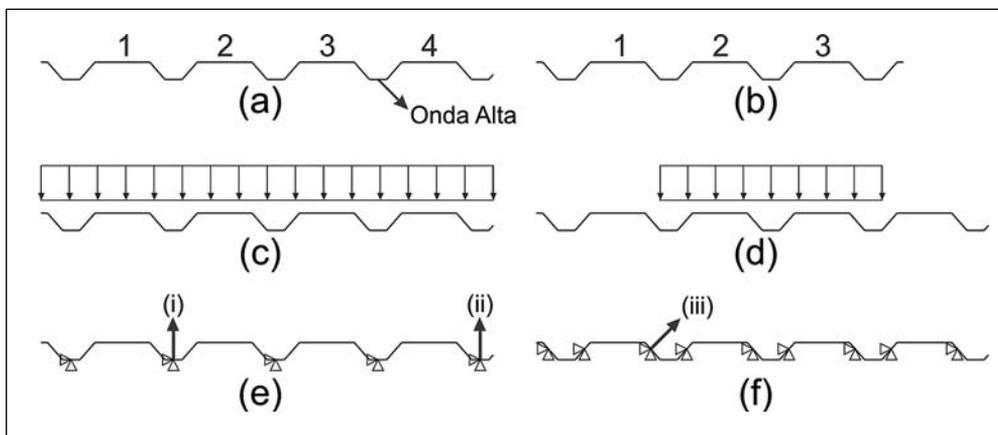


Figura 10: (a) Perfil das telhas com bordas livres e trespassadas. (b) Perfil da telha com bordas vinculadas. (c) Carregamento total. (d) Carregamento central. (e) Vinculação dos extremos do Modelo Completo. (f) Vinculação dos extremos do Modelo Reduzido.

A Fig. 11 mostra os dois tipos de modelos empregados para a telha com bordas trespassadas. Ao longo das ondas altas próximas às bordas foram posicionados vínculos elásticos para simular a rigidez da telha adjacente na região do trespasse. Para

a definição dessas constantes elásticas, bem como das utilizadas no ponto (ii) da Fig. 10(e) para a telha com bordas livres, foi feita uma correlação entre as propriedades dinâmicas das telhas e os tipos de vinculação pela comparação de resultados experimentais com os obtidos por modelos de elementos finitos (Mezzomo *et al.* 2006). Conforme o carregamento da Fig. 11(a), as duas bordas oferecem rigidez, que foi assumida como igual para as duas. Além disso, pode-se assumir que a carga aplicada nas telhas adjacentes, além da região de contato, não influencia na carga crítica de flambagem, o que permite a análise de uma só telha. Para a telha com bordas vinculadas foram colocados vínculos translacionais em todas as direções nos nós que correspondem às posições do rebites, como se observa na Fig. 6(c).

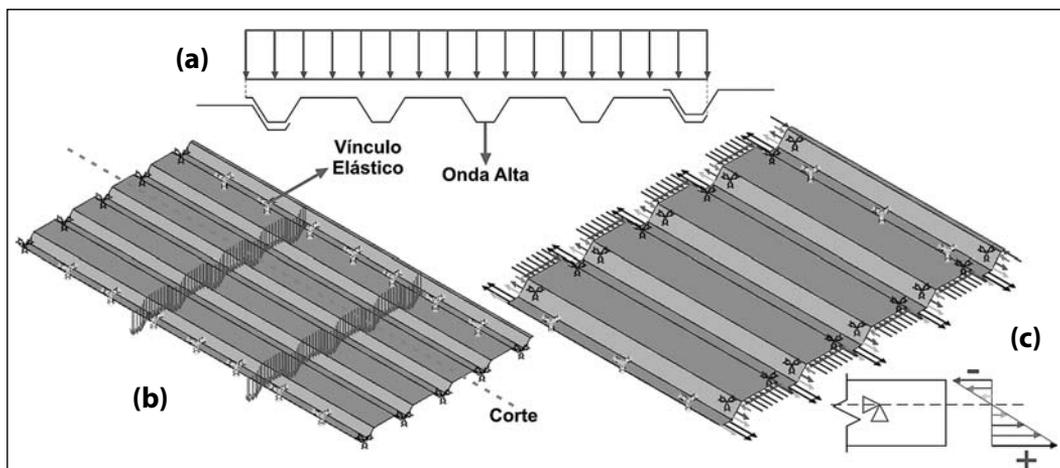


Figura 11: Modelo de Elementos Finitos para telha com bordas trespassadas e carga total. (a) Carregamento do modelo da telha trespassada. (b) modelo completo. (c) modelo reduzido.

Fazendo uso dos modelos descritos foram realizados dois tipos de análises: uma análise de autovalores (AAut) e uma análise não linear geométrica (ANLG). Na primeira, são obtidas as cargas críticas de flambagem elástica, bem como seus modos de flambagem correspondentes, com consideração da matriz geométrica da estrutura. Na segunda, a carga é aplicada em incrementos, o que permite a análise da estrutura em diversas etapas, incluindo as etapas de comportamento pós-crítico.

A AAut foi empregada apenas com o modelo reduzido, a fim de comparar com os resultados obtidos através do MFF. A carga crítica de flambagem elástica P_{cr} é calculada para os modelos completo e reduzido, respectivamente, segundo as Eq. (6) e (7), que se apresentam a seguir:

$$P_{cr} = F_{cr} n_{nos} \quad (6)$$

$$P_{cr} = \frac{6I_x p_{cr}}{L y t} \quad (7)$$

onde F_{cr} é a força nodal crítica, n_{nos} é o número de nós carregados, I_x é o momento de inércia da seção em relação ao eixo $x-x$ (Fig. 12), p_{cr} é a pressão crítica nas ondas altas, L é o comprimento do vão (Fig. 9), y é a distância entre o eixo $x-x$ e as ondas altas (Fig. 12) e t é a espessura da telha. A Eq. (7) baseia-se na distribuição de momentos da Fig. 9 e na teoria de vigas. Deve-se observar que, na Fig. 12, os momentos de inércia para as telhas com carga central são assumidos como referentes apenas à porção carregada, o que é conservador. Seaburg e Salmon (1971), num trabalho de otimização de telhas de aço formadas a frio, também consideraram que a porção analisada de uma telha suporta a carga agindo apenas nesta porção, de forma independente do resto do perfil.

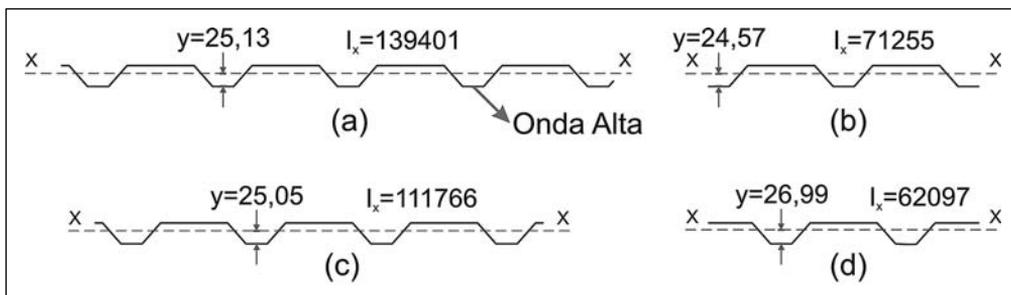


Figura 12: Momento de inércia em mm^4 e distância do eixo centroidal às ondas altas em mm.
(a) Telhas livre e trespassada com carga total. (b) Telhas livre e trespassada com carga central. (c) Telha vinculada com carga total. (d) Telha vinculada com carga central.

5. Resultados e análises

5.1 Procedimento Experimental

Ensaio 1

No ensaio 1 (telha com bordas livres), carregou-se a telha com incrementos de carga de 9,8 N até se atingir 127,7 N e com incrementos de carga de 19,6 N até se atingir 245,4 N; esse carregamento foi aplicado enchendo-se um recipiente de 20 L com água. Para o valor máximo de carga, a telha não indicou a ocorrência de flambagem local, e a variação das deformações medidas pelos extensômetros em função do carregamento caracterizou uma curva com muitas oscilações, sem indicar mudança de comportamento (Fig. 13). Posteriormente, substituiu-se o sistema de carga empregado pelo reservatório indicado na Fig. 7(a), voltando-se ao estágio de carga de 183,6 N (peso do reservatório mais tubos de apoio); aumentou-se o carregamento com incrementos de 19,6 N até 379,8 N e de 49,1 N até o colapso.

Durante o ensaio foi observado o seguinte:

- a flambagem local ocorreu visualmente quando se atingiu o carregamento de 379,8 N;
- o colapso ocorreu por escoamento quando se carregou a telha com 1262,7 N;

- utilizando a nomenclatura das Figs. 8 e 10, a flambagem local iniciou-se na onda baixa 2, prosseguindo na onda 3, nas ondas 1 e 4 simultaneamente e, finalmente, nas partes comprimidas dos elementos inclinados à medida que o valor da carga aumentava.

As Figs. 13 e 14 mostram as variações das deformações e dos deslocamentos medidos em função da carga aplicada, respectivamente. As posições dos transdutores estão apresentadas na Fig. 8.

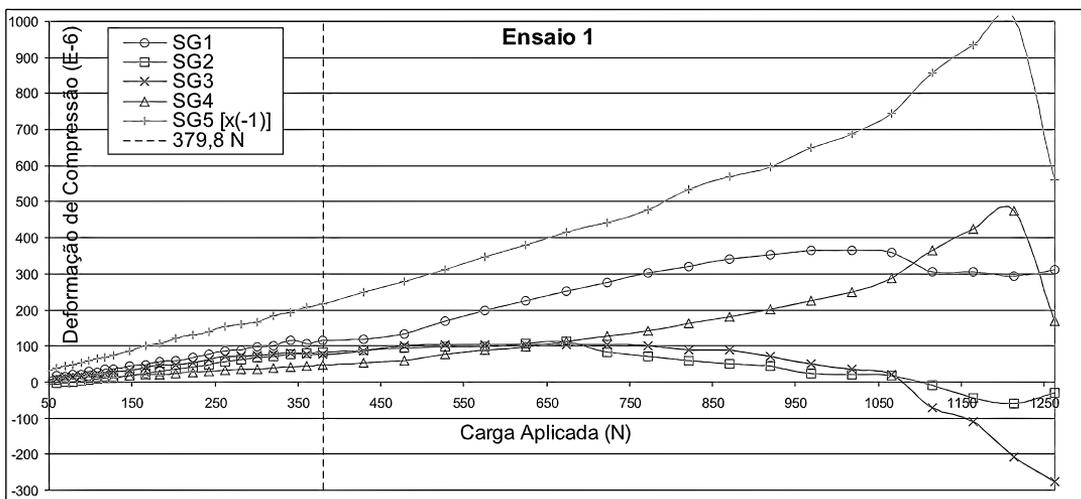


Figura 13: Comportamento dos *strain gauges* para o ensaio 1.

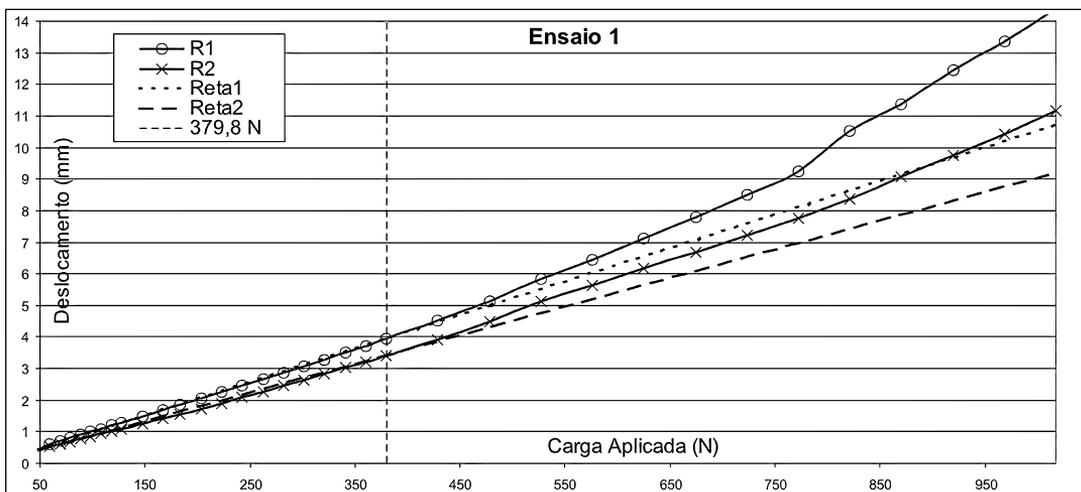


Figura 14: Comportamento dos relógios comparadores para o ensaio 1.

Observando os gráficos das Figs. 13 e 14 pode-se afirmar que:

- as curvas de deformação de SG2 e SG3 mostram que a compressão começa a crescer com comportamento aproximadamente linear e, à medida que a carga é aplicada, a taxa de crescimento vai diminuindo até que a compressão passa a decrescer e, então, vira uma deformação de tração. Isso se deve ao fato de que esses sensores estão localizados no lado convexo de uma região onde surge uma onda de flambagem, com curvatura inversa à curvatura global da telha. SG1 apresenta comportamento semelhante, mas está mais afastado da crista da onda;
- SG4 apresenta deformação de compressão menor do que SG1, SG2 e SG3, pois está localizado num elemento com distribuição linear de tensões. A taxa de crescimento somente aumenta (exceto próximo à carga de colapso), pois se forma uma onda com curvatura favorável à compressão;
- SG5 apresenta deformação de tração até o colapso. Não ocorre flambagem nesse elemento, mas sua deformação sai do regime linear à medida que a estrutura flamba;
- R1 e R2 saem do regime linear para o carregamento de 379,8 N, ponto em que ocorreu a flambagem local observada visualmente. As retas comparativas 1 e 2 indicam esse comportamento no gráfico.

O método de determinação da carga crítica de flambagem a partir de um gráfico como o da Fig. 13, referente a *strain gauges* localizados no lado convexo de uma onda de flambagem, é referido como o Método da Deformação Reversa. Vann e Sehested (1973) descrevem este método comparando-o com outros procedimentos de determinação da carga crítica. O gráfico da Fig. 14 permite determinar a carga crítica a partir da medição do deslocamento global da estrutura e está relacionado com o método *Top of the Knee*, para determinação da carga crítica a partir da medição do deslocamento local da região de flambagem, apresentado por Hu e Lundquist (1946).

Outros ensaios

Baseando-se nos resultados do primeiro ensaio, optou-se pela aplicação da carga diretamente com o reservatório (carga inicial de 183,6 N) para a realização dos ensaios 2 e 3 (telha com bordas trespassadas e bordas vinculadas, respectivamente).

Nesses ensaios, foi possível observar que:

- no ensaio 3, a simetria adquirida pela nova configuração fez com que a aplicação da carga se concentrasse na onda baixa central (onda baixa 2 da Fig. 10(b)), fazendo a flambagem local se iniciar na onda baixa 2, prosseguindo nas ondas baixas adjacentes (1 e 3) simultaneamente e, finalmente, nas partes comprimidas dos elementos inclinados à medida que o carregamento era aplicado;
- o comportamento dos *strain gauges* e dos relógios comparadores foi semelhante durante todos os ensaios.

A Fig. 15(a) ilustra a formação de ondas de flambagem local no ensaio 1. As Figs. 15(b), (c) e (d) mostram respectivamente a região de colapso para os três ensaios realizados. Nos ensaios 1 e 2, o colapso se deu por escoamento induzido pela flambagem local e próximo às dobras (escoamento da seção efetiva); no ensaio 3, o colapso ocorreu na região de aplicação da carga. A Tabela 1 compara os resultados obtidos nos três

ensaios realizados. Constata-se que as cargas críticas dos ensaios com condições extremas de vinculação (1 e 3) são próximas, porém a carga crítica do ensaio 2 é inferior. Pode-se atribuir isso a imperfeições geométricas dos elementos comprimidos, que são aumentadas com a aplicação da carga (esta hipótese foi discutida por Bernard, Bridge e Hancock 1995).

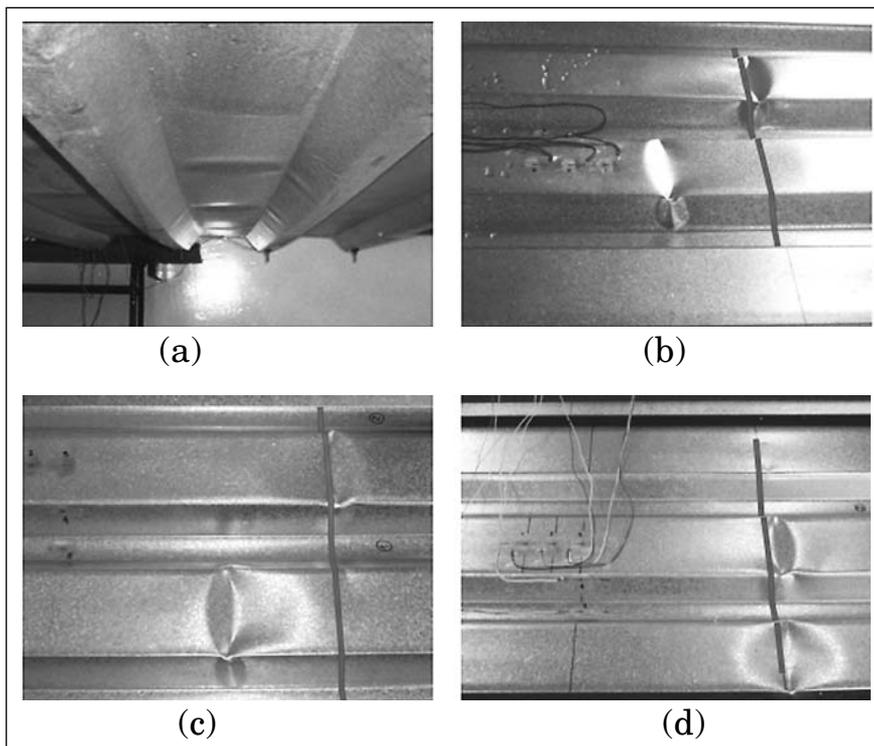


Figura 15: (a) Ondas de flambagem local nos elementos comprimidos para o ensaio 1. (b) Região de colapso no ensaio 1 (a 140 mm da linha de carga). (c) Região de colapso no ensaio 2 (a 105 mm da linha de carga). (d) Região de colapso no ensaio 3 (somente sobre a linha de carga).

Tabela 1: Comparação entre os resultados experimentais.

	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Carga Crítica P_{cr} [N]	379,8	262,1	360,2
Carga de Colapso P_{col} [N]	1262,7	1409,9	1458,9
Medição de $R1^{(1)}$ [mm]	14,399	12,496	11,142
Medição de $R2^{(1)}$ [mm]	11,153	11,096	12,146

(1) Para uma carga de 1017,5 N, ponto em que foram retirados os relógios.

5.2 Análise pelo Método dos Elementos Finitos

A Fig. 16(a) ilustra o primeiro modo de flambagem obtido para a telha com bordas livres e carga central na AAut e a Fig. 16(b) mostra a distribuição de tensões na direção

do comprimento da mesma telha em uma etapa pós-crítica utilizando a ANLG. Pode-se observar que com a formação das ondas de flambagem ocorrem alívios de tensões em determinadas regiões. Isso acontece porque certas regiões no meio do elemento comprimido deixam de ser efetivas e as tensões concentram-se nas bordas próximas às dobras (Fig. 16(b)).

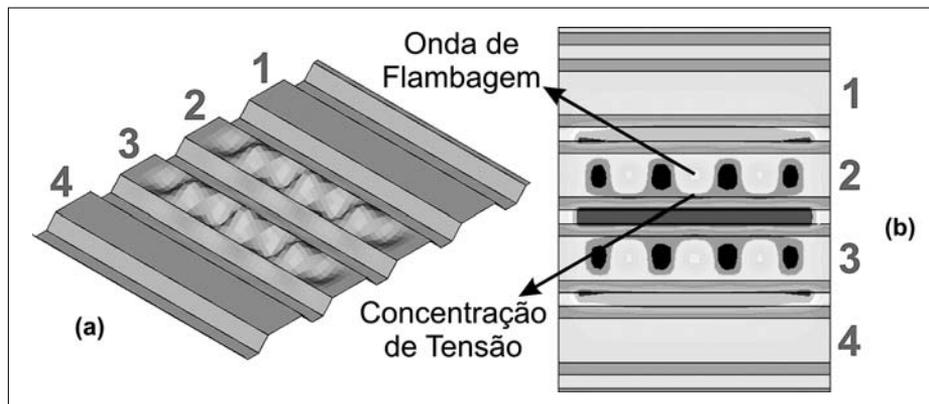


Figura 16: Modelo Reduzido da telha com bordas livres e carga central. (a) Primeiro modo de flambagem da AAut. (b) Distribuição de tensões na direção do comprimento na ANLG.

Para a obtenção da carga crítica pela AAut, foi aplicada uma distribuição de tensões como a indicada na Fig. 11(c), sendo o valor aplicado nas ondas altas (valor máximo) unitário. O menor autovalor obtido é, então, diretamente a tensão crítica nas ondas altas.

Na ANLG foi analisada a distribuição de tensões em cortes, como indicado na Fig. 11(b), para distintos valores de carga. O incremento de carga que corresponde a uma diminuição da tensão de compressão em alguma onda baixa foi tomado como critério para se encontrar a carga crítica. Esse critério foi adotado baseando-se no fato de que o alívio de tensões nos elementos em que ocorre a flambagem local é gradual e, quando a tensão começa a diminuir, esse alívio ocorre de forma acentuada, como se ilustra na Fig. 17. A figura exemplifica a obtenção da carga crítica para o modelo reduzido da telha com bordas livres e carga central na onda 2; utilizando o procedimento considerado, a carga crítica foi de 185,8N.

Os valores das cargas críticas de flambagem elástica para cada uma das configurações estudadas, obtidos pela AAut e pela ANLG, estão dispostos na Tabela 2. Na coluna correspondente à AAut, os números entre parênteses indicam as ondas onde aparece a flambagem no modo associado (segundo a nomenclatura da Fig. 16). Na mesma tabela, nas colunas referentes à ANLG aparecem as cargas críticas de todas as ondas que sofrem flambagem (com os números das respectivas ondas entre parênteses). A pressão máxima crítica da ANLG refere-se somente à primeira onda que sofre flambagem.

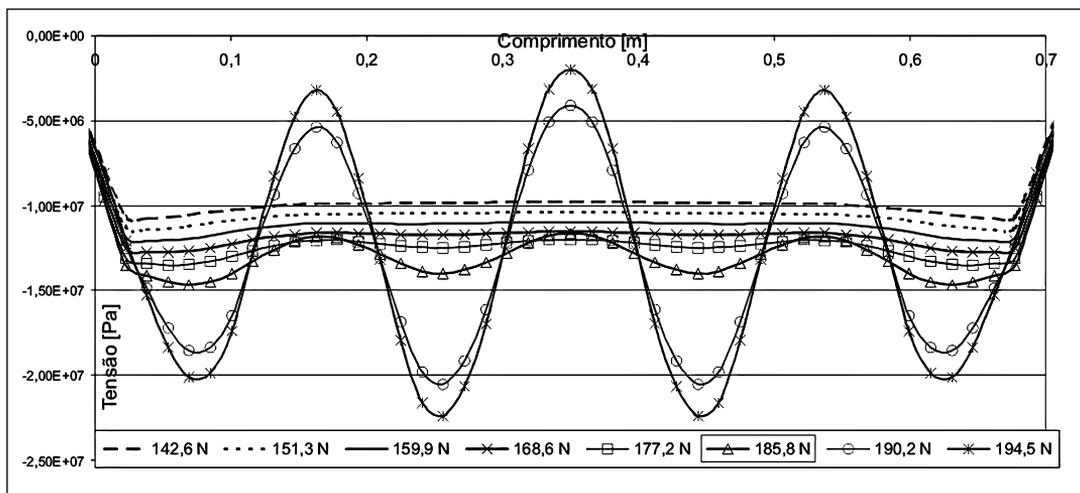


Figura 17: Distribuição de tensões na direção do comprimento do modelo reduzido da telha com bordas livres e carga central para diferentes incrementos de carga da ANLG. A carga crítica é de 185,8 N.

Tabela 2: Resumo das cargas críticas de flambagem elástica obtidas pelo MEF

Bordas	Carga	Modelo Completo	Modelo Reduzido			
		ANLG – Carga Crítica P_{cr} [N]	Análise de Autovalores (AAut)		ANLG	
			Pressão Máxima Crítica p_{cr} [N/m]	Carga Crítica P_{cr} [N]	Pressão Máxima Crítica p_{cr} [N/m]	Carga Crítica P_{cr} [N]
Livres	Total	318,24 (4); 326,56 (2); 334,56 (1 e 3)	9394,7	352,94 (1,2,3 e 4)	9200	345,63 (4); 353,14 (1,2 e 3)
	Central	174,24 (2 e 3)	9591,3	188,42 (2 e 3)	9460	185,84 (2 e 3)
Trespasadas	Total	326,40 (2); 334,56 (1 e 3); 359,04 (4)	9395,3	352,96 (1,2,3 e 4)	9200	345,63 (4); 353,14 (1, 2 e 3)
	Central	174,24 (2 e 3)	9591,3	188,42 (2 e 3)	9460	185,84 (2 e 3)
Vinculadas	Total	255,36 (2); 282,24 (1 e 3)	9328,6	281,96 (2)	9200	278,08 (2); 284,13 (1 e 3)
	Central	159,12 (2)	11550,0	180,03 (2)	11700	182,36 (2)

Discussão dos resultados obtidos

- Comparando os valores de cargas críticas obtidos pela ANLG com os obtidos pela AAut, para o modelo reduzido, constata-se que o critério adotado para a determinação da carga crítica pela ANLG (ilustrado na Fig. 17) mostrou-se adequado.
- As cargas críticas obtidas com o modelo completo são levemente inferiores às obtidas com o modelo reduzido, o que pode ser atribuído às deformações ocorridas nas linhas de aplicação das cargas, que funcionam como imperfeições iniciais, induzindo a flambagem local.

- Para a telha com bordas trespassadas e carga total, a flambagem local inicia-se na onda 2 para o Modelo Completo e na onda 4 para o modelo reduzido. Isso ocorre porque as forças nodais aplicadas próximas aos apoios elásticos contribuem menos para a flexão do perfil nessa região. Mesmo assim, em todos os casos observa-se que as cargas críticas de flambagem das diversas ondas da telha são muito próximas.
- Comparando telhas com bordas livres e trespassadas, nota-se, dependendo do modelo, pequena ou nenhuma influência da vinculação das bordas no valor da carga crítica.
- Para as telhas com bordas livres e trespassadas, se comparados os resultados obtidos para carga total e carga central, observa-se que a carga crítica para o primeiro carregamento é aproximadamente 85% maior. Fazendo a mesma comparação em termos da pressão máxima crítica, essa diferença desaparece, o que pode ser compreendido com auxílio da Eq. (7) e da Fig. 12. Como a distância do eixo neutro às ondas altas pouco varia com o tipo de carregamento aplicado, a carga crítica vai depender basicamente da inércia do perfil resistente à flexão e da pressão crítica. A onda comprimida 4, próxima à borda incompleta, oferece menor rigidez à flambagem, o que diminui a pressão crítica, porém essa diminuição é pequena já que as demais ondas flambam com uma carga muito semelhante, conforme observado antes. Assim, constatam-se uma pequena influência da vinculação das bordas e uma grande influência da inércia do perfil, ou seja, do número de ondas baixas comprimidas.
- A carga crítica de flambagem elástica para a telha com bordas vinculadas é menor do que para as telhas com bordas livres e trespassadas para o caso de carga total, mas a pressão máxima crítica é aproximadamente a mesma. Mais uma vez, observa-se que a redução da carga crítica deve-se principalmente à redução da inércia (ver Fig. 10(b)) e que a vinculação das bordas pouco influencia no resultado.
- Por outro lado, a diferença no valor da pressão crítica para a telha com bordas vinculadas com carga central pode ser explicada da seguinte forma: comparando as Figs. 12(a), (b) e (c), é possível observar que os perfis analisados apresentam um padrão de repetição, com quatro, duas e três ondas baixas comprimidas, respectivamente. Esse padrão não é observado na telha com bordas vinculadas e carga central (Fig. 12(d)).

Proposta de simplificação de cálculo

Levando em conta que a pressão crítica é independente do tipo de vinculação, pode-se simplificar o cálculo da carga crítica de um telhado a partir de um perfil simplificado que represente o padrão de repetição das ondas comprimidas da telha.

Adota-se o perfil indicado na Fig. 18(a), fixando suas bordas longitudinais nas direções x e y , como se indica na Fig. 18(b). A distância do eixo centroidal às ondas altas y_{red} é a mesma do perfil da Fig. 12(b) e o momento de inércia $I_{x,red}$ é exatamente a metade. Pela AAut, a pressão máxima crítica $p_{cr,red}$ é de 9454,2 N/m, aproximadamente igual à pressão crítica para uma telha trespassada com carga total.

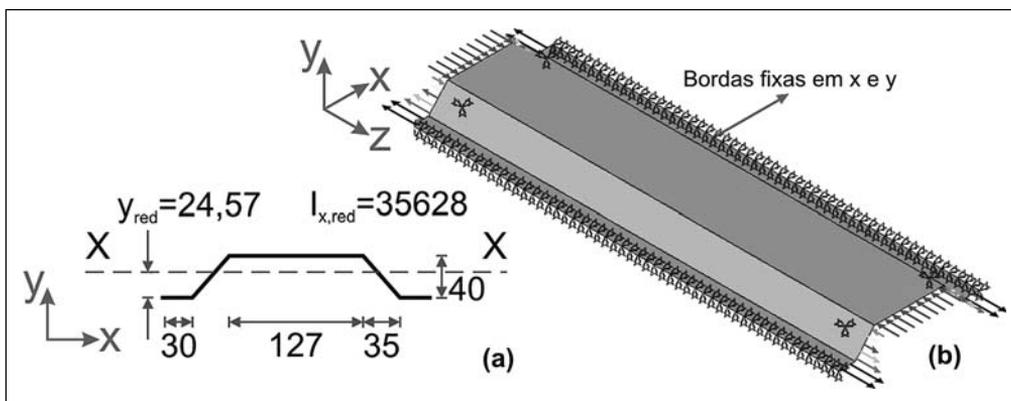


Figura 18: (a) Perfil simplificado para o cálculo da carga crítica de um telhado, com a distância do eixo centroidal y_{red} e as dimensões em mm e o momento de inércia $I_{x,red}$ em mm^4 . (b) Modelo de Elementos Finitos para o cálculo da carga crítica do perfil simplificado, com as bordas fixas nas direções x e y .

Assim, podem-se definir a carga crítica e o momento fletor crítico de um telhado composto por diversas telhas trespassadas. A Eq. (8) fornece a expressão para o momento crítico de flambagem local de um telhado genérico utilizando essa metodologia, e a Eq. (9) expressa o momento crítico de flambagem local, em N.m, para um telhado composto pelos perfis utilizados neste trabalho, onde n é o número de ondas comprimidas.

$$M_{crl} = \frac{n I_{x,red} p_{cr,red}}{y_{red} t} \quad (8)$$

$$M_{crl} = 31,88 n \quad (9)$$

5.3 Cálculo segundo a norma NBR 14762 (2001)

Para o cálculo do momento fletor nominal segundo a norma NBR 14762 (2001), foi desconsiderada a ocorrência de flambagem lateral com torção, ρ_{FLT} da Eq. (4) vale 1. Utilizando-se o modelo de carregamento apresentado na Fig. 5, analisou-se apenas o trecho de momento fletor constante e de esforço cortante nulo. Assim, foi utilizada apenas a formulação aplicável a barras fletidas, sem interação com a flambagem lateral e com o esforço cortante, segundo o item 7.8.1.1. da norma. Foram considerados os perfis apresentados na Fig. 12, desprezando-se os raios das dobras. Para o cálculo das propriedades efetivas foi seguido essencialmente o item 7.2.1.1.

As Figs. 19(a) e (b) detalham os elementos que formam as telhas já apresentadas nas Figs. 12(a) e 12(c): telhas com bordas livres e bordas vinculadas, respectivamente, ambas com carga total. Para a telha da Fig. 19(a), os elementos 1 e 5 estão uniformemente comprimidos, enquanto que os elementos 2 e 4 estão parcialmente comprimidos

sob distribuição linear de tensões; os elementos 3 e 6 não sofrem flambagem porque estão tracionados. Os elementos 4 e 5 foram considerados como AA; os elementos 1, como AL, e o elemento 2 foi admitido como sob influência do enrijecedor. Para o último elemento as propriedades efetivas foram calculadas segundo o item 7.2.2.2 da NBR 14762, o que é conservador, já que este item trata de elementos uniformemente comprimidos. Na Fig. 19(b) os elementos 1 foram assumidos como AA, bem como todos os outros elementos. Todos os elementos dos perfis das telhas com carga central, Fig. 12(b) e 12(d), também foram assumidos como AA.

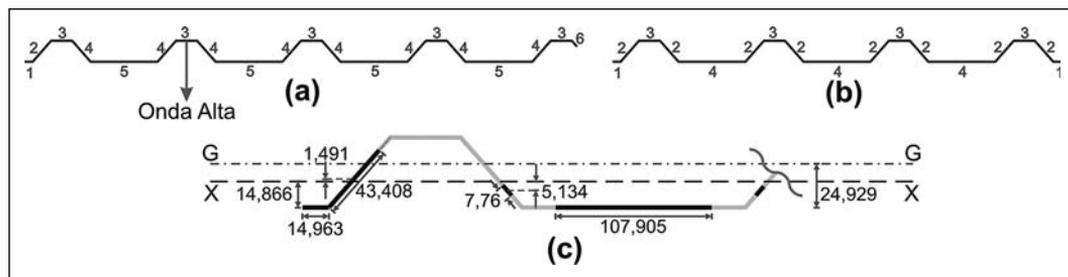


Figura 19: (a) Elementos do perfil da telha com bordas livres e carga total. (b) Elementos do perfil da telha com bordas vinculadas e carga total. (c) Perfil efetivo da telha com bordas livres e carga total (as partes escuras são áreas virtuais retiradas).

Cabe ressaltar que, pelo fato de a norma trabalhar com flexão de vigas, os cálculos referentes às telhas com bordas vinculadas com carga total e a todas as telhas com carga central serão aproximados. Como não foi possível diferenciar o comportamento da telha com bordas trespassadas da telha com bordas livres, utilizou-se o mesmo resultado para ambas.

Os elementos comprimidos – as ondas baixas, os enrijecedores de borda e as porções comprimidas das almas – não são totalmente efetivos, ou seja, são retiradas porções virtuais de áreas para o cálculo do momento resistente. Isso faz com que o eixo baricêntrico desloque-se em direção às ondas altas. Ao final, a área efetiva vai entrar em colapso por escoamento atingido nas ondas baixas (e nos enrijecedores de borda, dependendo do perfil da Fig. 12). As áreas virtuais retiradas implicam uma redução do momento de inércia da seção, o que se traduz num momento de inércia efetivo e num módulo elástico efetivo. A Fig. 19(c) ilustra o perfil efetivo da telha com bordas livres e carga total, sendo $x-x$ o eixo baricêntrico do perfil bruto e $G-G$, o eixo baricêntrico do perfil efetivo.

A Tabela 3 lista as propriedades brutas e efetivas de todas as telhas analisadas, o momento fletor nominal e a carga de colapso total obtida segundo a distribuição de momentos dada na Fig. 5. Na tabela, A é área bruta; A_{ef} é a área efetiva; z_x e z_{CG} são as posições dos eixos $x-x$ e $G-G$, respectivamente, em relação às ondas baixas; I_x e I_G são os momentos de inércia das seções bruta e efetiva em relação aos eixos $x-x$ e $G-G$, respectivamente; W_x e W_G são os módulos resistentes elásticos.

A carga de colapso obtida para a telha com bordas livres e carga central é apenas 0,68% maior do que a obtida no ensaio 1. Já a carga de colapso obtida para a telha com bordas vinculadas e carga central é 15,31% maior do que a obtida no ensaio 3. Porém, convém lembrar que no ensaio 3 o colapso por escoamento ocorreu apenas na linha de aplicação da carga, antes que ocorresse o colapso no terço central do vão, que foi a parte analisada através dos cálculos segundo a NBR 14762.

Tabela 3: Propriedades geométricas da seção bruta e da seção efetiva, momentos nominais e cargas de colapso

Bordas	Carga	Seção Bruta				Seção Efetiva				Momento Nominal M_n [N.m]	Carga de Colapso P_{col} [N]
		A [mm ²]	Z_x [mm]	I_x [mm ⁴]	W_x [mm ³]	A_{ef} [mm ²]	Z_{CG} [mm]	I_c [mm ⁴]	W_c [mm ³]		
Livres e Trespassadas	Total	523,03	14,866	139400,68	9377,09	285,65	24,929	65552,86	2629,58	920,35	2680,64
	Central	252,24	15,431	71255,38	4617,59	142,38	26,077	32518,99	1247,04	436,46	1271,25
Vinculadas	Total	428,58	14,953	111766,13	7474,30	277,61	22,619	63650,68	2814,04	984,91	2854,82
	Central	246,22	13,014	62096,92	4771,40	149,17	21,353	35408,48	1658,24	580,39	1682,28

5.4 Análise pelo Método das Faixas Finitas e cálculo pelo Método da Resistência Direta

Para se obter o momento fletor nominal pelo Método da Resistência Direta, são necessários os valores dos momentos críticos de flambagem elástica. Com o uso do *software* CUFSM (Schafar 2002), baseado no Método das Faixas Finitas, foram obtidas as curvas de flambagem elástica para telhas com os três tipos de vinculação das bordas e com carga total e central.

A telha vinculada Fig. 12(c), teve suas bordas continuamente fixadas ao longo do comprimento, enquanto que nas bordas da telha trespasada foi aplicada uma vinculação elástica contínua, baseada nas constantes utilizadas no MEF. Para avaliar as telhas com carga central foram utilizados os perfis ilustrados na Fig. 12(b) e (d), com as bordas continuamente fixadas ao longo do comprimento nas duas direções no plano da seção.

Os perfis das telhas foram modelados desprezando-se as dobras (considerando somente a linha média acrescida da espessura da chapa). Utilizaram-se como entrada para a análise as propriedades mecânicas do aço zincado (tensão de escoamento de 350 MPa e módulo de elasticidade longitudinal de 205000 MPa).

A Fig. 20 mostra as curvas de flambagem elástica para as telhas com carga total. Para o comprimento de meia-onda de até 670 mm (trecho analisado), depara-se com um mínimo comum nas curvas das três configurações, o qual corresponde ao modo de flambagem local. As três curvas só se diferenciam para comprimentos maiores do que o terço central do vão, que correspondem a modos de flambagem distorcional e global. Também a partir do gráfico, constata-se que foi correto desconsiderar a flambagem global para o cálculo pela norma. A Fig. 21 ilustra o modo de flambagem local para a telha com bordas trespasadas (igual ao da telha com bordas livres) e para a telha com bordas vinculadas. Para as telhas com bordas livres e trespasadas, o modo de flam-

bagem concentra-se na onda comprimida 4, o que concorda com o resultado do modelo reduzido de elementos finitos.

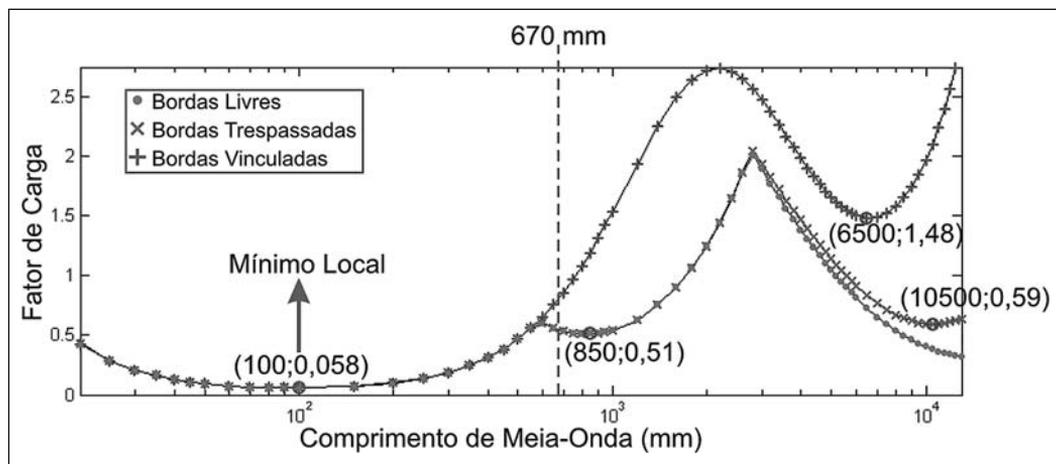


Figura 20: Curvas de flambagem elástica obtidas no CUFSM para telhas com carga total.

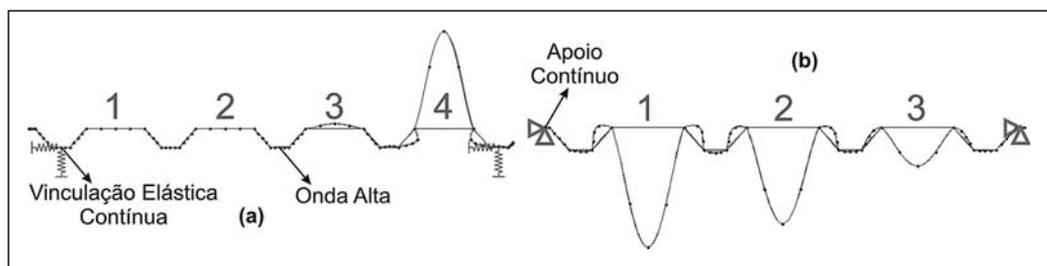


Figura 21: Modos de flambagem local. (a) Telha com bordas trespasadas. (b) Telha com bordas vinculadas.

Uma vez obtidos os momentos fletores críticos de flambagem elástica, pode-se aplicar o MRD. Não havendo interação com a flambagem global, tem-se que $M_{LIM} = M_y$, e $M_{crl} = FC \times M_{LIM}$, onde FC é a ordenada na Fig. 20. Com esses valores, aplica-se a Eq. (5), com $a = 0,4$ e $b = 0,15$, propostos por Schafer e encontrados em Hancock (2001), obtendo-se o momento fletor nominal M_n , que, de acordo com a Seção 2.4, será igual a M_{nl} . Os resultados estão dispostos na Tabela 4, onde P_{cr} e P_{col} foram calculados com base no diagrama da Fig. 9. A Tabela 5 compara os valores das cargas de colapso obtidas experimentalmente com as obtidas pelo MRD, usando como entrada as cargas críticas obtidas pelo MFF e, também, fazendo uso das cargas críticas experimentais (Tabela 1).

Tabela 4: Resultados obtidos através da análise pelo MFF e do MRD.

Bordas	Carga	M_y [N.m]	FC	M_{cr1} [N.m]	P_{cr} [N]	$M_n=M_{nl}$ [N.m]	P_{col} [N]
Livres	Total	1898,7	0,05764	109,43	318,7	577,31	1681,5
	Central	1015,1	0,05459	55,41	161,4	302,34	880,6
Trespasadas	Total	1898,7	0,05764	109,43	318,7	577,31	1681,5
	Central	1015,1	0,05459	55,41	161,4	302,34	880,6
Vinculadas	Total	1560,6	0,05751	89,76	260,2	474,14	1374,3
	Central	805,4	0,07128	57,41	166,4	265,42	769,3

Tabela 5: Comparação entre as cargas de colapso experimentais e as obtidas pelo MRD.

Bordas	P_{col} [N]		
	Experimental	MRD	
		P_{cr} pelo MFF	P_{cr} experimental
Livres	1262,7	880,6	1215,2
Trespasadas	1409,9	880,6	1057,8
Vinculadas	1458,9	769,3	1026,9

As mesmas conclusões obtidas com os modelos utilizando o MEF podem ser constatadas através da análise pelo MFF. Para as telhas com bordas livres e trespasadas, FC para carga central é apenas 5,3% menor do que para carga total. Além disso, FC da telha com bordas vinculadas e carga total é apenas 0,23% menor do que para telhas com bordas livres e trespasadas com o mesmo carregamento; ou seja, a relação entre M_{cr1} e M_y é aproximadamente a mesma nas comparações citadas. Como M_y depende da inércia do perfil estudado, novamente se pode dizer que o M_{cr1} vai depender do número de ondas baixas comprimidas, verificando-se a pequena influência da vinculação das bordas.

Analisando o perfil da Fig. 18(a), obtêm-se um FC de 0,05473 e um M_{cr1} de 27,78 N.m. Seguindo a metodologia representada pela Eq. (8), o momento crítico de um telhado pode ser aproximado pela Eq. (10), onde n é o número de ondas comprimidas. A equação obtida pelo MFF fornece um resultado conservador comparado com o obtido pelo MEF, Eq. (9), fornecendo um valor 12,9% menor.

$$M_{cr1} = 27,78n \quad (10)$$

Quando são usadas como entrada as cargas críticas obtidas pelo MFF, as cargas de colapso para telhas com bordas livres e trespasadas com carga central obtidas (de mesmo valor) são 30,3% menores do que a obtida no ensaio 1, e a carga de colapso para telha com bordas vinculadas e carga central é 47,3% menor do que a obtida no ensaio 3. Utilizando como entrada as cargas críticas experimentais, apenas a carga de colapso para a telha com bordas livres aproxima-se do valor do ensaio (3,8% menor).

5.5 Comparação dos resultados

Todos os resultados - teóricos e experimentais – em termos de carga e momento fletor estão dispostos na Tabela 6 para todos os métodos utilizados. Observa-se que não foram realizados ensaios para Carga Total, que a ANLG realizada não foi desenvolvida até o momento do colapso, e que o procedimento da NBR 14762 só fornece a carga de colapso.

Tabela 6: Cargas e momentos fletores - críticos e de colapso - obtidos experimentalmente e teoricamente.

Bordas	Carga	Flambagem Elástica						Colapso					
		Ensaio		MEF*		MFF		Ensaio		NBR 14762		MRD ⁺	
		P_{cr} [N]	M_{cr} [N.m]	P_{cr} [N]	M_{cr} [N.m]	P_{cr} [N]	M_{cr} [N.m]	P_{col} [N]	M_n [N.m]	P_{col} [N]	M_n [N.m]	P_{col} [N]	M_n [N.m]
Livres	Total	-	-	345,63	118,67	318,7	109,43	-	-	2680,64	920,35	1681,5	577,31
	Central	379,8	130,40	185,84	63,81	161,4	55,41	1262,7	433,53	1271,25	436,46	880,6	302,34
Trespasadas	Total	-	-	345,63	118,67	318,7	109,43	-	-	2680,64	920,35	1681,5	577,31
	Central	262,1	89,99	185,84	63,81	161,4	55,41	1409,9	484,07	1271,25	436,46	880,6	302,34
Vinculadas	Total	-	-	278,08	95,94	260,2	89,76	-	-	2854,82	984,91	1374,3	474,14
	Central	360,2	124,27	182,36	62,91	166,4	57,41	1458,9	503,32	1682,28	580,39	769,3	265,42

* Foram adotados os valores obtidos com o Modelo Reduzido e ANLG para a comparação.

+Foram usadas como entradas as cargas críticas obtidas pelo MFF.

6. Conclusões

O comportamento estrutural de telhas de aço formadas a frio de perfil trapezoidal apoiadas em suas extremidades e com diferentes condições de vinculação de suas bordas foi estudado experimental e teoricamente. Por meio do procedimento experimental foram obtidas a carga crítica de flambagem elástica e a carga de colapso. A carga crítica foi comparada com resultados obtidos pelo MEF e MFF, ao passo que a carga de colapso foi comparada com resultados obtidos pelo procedimento da norma NBR 14762 e pelo MRD. Todos os resultados foram apresentados na Tabela 6.

A comparação entre os resultados obtidos pelos diversos métodos utilizados, bem como a análise detalhada do comportamento estrutural da telha por cada um dos métodos, levou às seguintes conclusões:

- a flambagem local governa o colapso das telhas trapezoidais de aço formadas a frio e que sua ocorrência provoca perda de rigidez global da estrutura;
- a carga crítica de flambagem das telhas é pouco influenciada pela vinculação das bordas; assim, é dependente basicamente da inércia do perfil, ou seja, do número de ondas baixas comprimidas, desde que obedeça a um padrão de repetição. Portanto, a carga crítica de um telhado pode ser aproximada por uma equação dependente apenas do número de ondas comprimidas;
- os resultados da carga de colapso obtidos pelo procedimento da norma NBR 14762, quando comparados com os obtidos experimentalmente, não foram conservadores quando o colapso dos ensaios ocorreu dentro do trecho de momento fletor constante;
- o MFF mostrou-se conservador quando comparado com o MEF. Ambos os métodos apresentaram modelos muito flexíveis quando comparados com os resultados experimentais.

Finaliza-se este trabalho com as seguintes considerações:

- a medição experimental com mais *strain gauges* e a utilização de um menor incremento de carga aplicada e de uma instrumentação mais precisa nos ensaios poderiam auxiliar na determinação mais confiável da carga crítica de flambagem elástica;
- sugere-se a realização de ensaios com maior número de amostras de telhas, para eliminar dúvidas referentes a imperfeições iniciais na determinação da carga crítica. Essa análise estatística permitiria dizer se o MRD correlaciona bem os valores de carga crítica e carga de colapso (ver Tabela 5);
- o comportamento dos modelos de Elementos Finitos e de Faixas Finitas teria de ser calibrado com valores experimentais e, dessa forma, representar melhor a estrutura em estudo.

Referências

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento*. NBR 14762. Rio de Janeiro.
- AISI – American Iron and Steel Institute (2001). *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. Washington.
- Bergfelt, A., Edlund, B. and Larsson, H. (1975). Experiments on trapezoidal steel sheets in bending. *Proceedings of the Third International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, St. Louis, Missouri, November.
- Bernard, E. S., Bridge, R. Q. and Hancock, G. J. (1993). Tests of profiled steel decks with V-stiffeners. *Journal of Structural Engineering*, v.119, n.8, p.2277-2293.
- Bernard, E. S., Bridge, R. Q. and Hancock, G. J. (1995). Tests of profiled steel decks with flat-hat stiffeners. *Journal of Structural Engineering*, v.121, n.8, p. 1175-1182.
- Chodraui, G. M. de B. (2003). *Flambagem por distorção da seção transversal em perfis de aço formados a frio submetidos à compressão centrada e à flexão*. Dissertação de Mestrado. E.E.S.C./USP, São Carlos.
- Fonseca, N. D. R. da (2000). *Avaliação do comportamento teórico e experimental em espécimes de telhas metálicas autoportantes submetidas à flexão*. Dissertação de Mestrado. E.E./UFRGS, Porto Alegre.
- Hancock, G. J. (1978). Local, distortional, and lateral buckling of I-beams. *Journal of the Structural Division*, v.104, n.11, p.1787-1798.
- Hancock, G. J. (1981). Nonlinear analysis of thin sections in compression. *Journal of the Structural Division*, v.107, n.3, p.455-471.
- Hancock, G. J., Kwon, Y. B. and Bernard, E. S. (1994). Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling. *Journal of Constructional Steel Research*, v.31, n.2-3, p.169-186.
- Hu, P. C. and Lundquist, E. E. (1946). *Effect of small deviations from flatness on effective width and buckling of plates in compression*. National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note n.1124, Washington.

- Jorgenson, J. L. and Chern, C. (1973). Bending strength of deep corrugated steel panels. *Proceedings of the Second International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, St. Louis, Missouri, October.
- Jorgenson, J. L. and Chowdury, A. H. (1982). Buckling strength of cold-formed steel curved panels. *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, St. Louis, Missouri, November.
- Kwon, Y. B. and Hancock, G. J. (1992). Tests of Cold-Formed Channels with Local and Distortional Buckling. *Journal of Structural Engineering*, v.117, n.7, p.1786-1803.
- Leece, M. and Rasmussen, K. (2005). *Design of stainless steel roof sections*. Research Report n.851, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney.
- Mezzomo, G. P., Grigoletti, G., Iturriz, I. e Gomes, H. M. (2006). Correlação entre as propriedades dinâmicas e tipos de vinculação de telhas de aço formadas a frio de perfil trapezoidal. *Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*, Campinas, Maio.
- Rusch, A., Lindner J. (2001). Remarks to the Direct Strength Method. *Thin-Walled Structures*, v.39, n.9, p.807-820.
- Schafer, B. W. (2002). *Design Manual for Direct Strength Method of Cold-Formed Steel Design*. Draft for American and Iron Steel Institute – Committee on Specifications, January 7, 2002.
- Seaburg, P. A. and Salmon, C. G. (1971). Minimum weight design of light gage steel members. *Journal of the Structural Division*, v.97, n.1, p.203-222.
- Vann, W. P. and Sehested, J. (1973). Experimental techniques for plate buckling. *Proceedings of the Second International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, St. Louis, Missouri, October.
- Yu, W-W. (2000). *Cold-Formed Steel Design*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Zienkiewicz, O. C. (1982). *El Método de Los Elementos Finitos*. Editorial Reverté, S.A., Barcelona-Bogotá-Buenos Aires-Caracas-México-Rio de Janeiro.

The cold-formed trapezoidal steel roofing sheets behaviour: Theoretical and experimental verification

Gustavo Prates Mezzomo¹, Gladimir Grigoletti², Ignacio Iturrioz³

Abstract

The cold-formed steel profiles are structural components of broad applicability in the mechanical and Civil Engineering fields. These kinds of elements are manufactured from little thickness sheets. The local buckling collapse mode predominates in this kind of profile due to the high width/thickness ratio of its elements. Steel roofing sheets are an economical option for the closing and covering of industrial warehouses, gymnasiums, and hangars, for instance. Nowadays, there is not much available information on their structural behavior in spite of the several steel sheets uses. Opposing this tendency, in the present study, the theoretical and experimental bending cold-formed trapezoidal steel roofing panels verification was carried out, with different kinds of boundary conditions in the longitudinal edges, aiming at the obtaining of critical and collapse loads. At the same time, theoretical models with Finite Element Method (FEM) and Finite Strip Method (FSM) were developed aiming at determining the roofing sheets critical loads, which is under study. Finally, NBR 14762 (ABNT 2001) and the Direct Strength Method (DSM) procedures were applied to determine the theoretical collapse load. The several results are compared, correlating the kind of boundary conditions used with the critical and collapse loads obtained. Finally, conclusions about the different studies carried out are presented.

Key words: Cold-formed steel profiles. Trapezoidal roofing sheets. Local buckling.

1. Introduction

The cold-formed steel profiles are light structural components, whose collapse is often associated with the local buckling phenomenon.

The main aim of this work is to research the cold-formed trapezoidal steel roofing sheets structural behavior comparing the experimental to the theoretical results, and considering different kinds of boundaries. In the open bibliography, there are few works that show concern with this subject.

2. Theoretical basis

The cold-formed steel profiles, differently from the laminated profiles, are presented in several cross section shapes, characterized by the high element slenderness. The elements submitted to compression stress have a hard tendency to accuse local buckling phenomenon. When a local buckling happens, the profile does not reach the collapse; the components usually possess a post-buckling resistance.

In the design of cold-formed steel profiles, the project norms, for example the Brazilian Norm NBR 14762 (ABNT 2001), use the *Effective Width* concept to assess the local buckling effect of the section elements of the profile. This formulation was proposed by Winter (Yu 2000). The NBR 14762 norm is restricted to design structural sections that behave as beams. This method requires a considerable calculus effort.

Schafer and Peköz proposed an alternative method to simplify this calculus: the Direct Strength Method (DSM) (Hancock, Murray and Ellifritt 2001). The DSM dispenses with the effective section properties analysis that wastes calculus energy in the classical methods. In the DSM, a critical buckling load of the whole section is used in the load collapse expression as shown in Eq. (5). The critical load of the whole section can be computed by numerical methods as the FEM and the FSM.

3. Methodology

The cold-formed trapezoidal steel roofing panels structural behavior with three types of longitudinal edges boundary conditions were analyzed theoretically and experimentally. The bending loading was adopted, as illustrated in Fig. 5; this load type induces the local buckling collapse mode in the elements with higher slenderness.

For critical load determination, two types of FEM models were carried out, the called Complete Model (CM) and the Reduced Model (RM). Two types of load were applied to the cited FEM models: the load configuration that was used in the experimental tests is called Center Load (CL), and the other is named Global Load (GL). The utilized models layout and the load types implemented are illustrated in Figs. 10 and 11.

FSM models were also used for the critical load determination. On the other hand, the norm NBR 14762 and the DSM were applied to obtain the theoretical collapse loads.

4. Results

In the experimental tests carried out, it was possible to point out the local buckling and collapse roofing panel behavior. The buckling wave formation in the compression elements causes a stress relief in certain regions; this fact was confirmed by the strain gauges information (see Fig. 13). In the post-buckling stage, the structure in analysis loses stiffness, as evidenced by the displacement curve gauge depicted in Fig. 14. Finally the collapse happens near the fold compressive elements (see Fig. 15).

In the FEM study, starting from the inertia moment calculus, the neutral axis position and the maximum critical pressure on all studied profiles, it was possible to conclude that the roof longitudinal edges boundary conditions have a little influence on the critical load value. This feature leads us to define an approximated expression (see Eq. (7)) to calculate the critical load of a trapezoidal roofing system, independently on the number of sheets used and on the longitudinal edge boundary conditions.

Although there is certain discrepancy between numerical and experimental results, the shape mode of local buckling phenomenon was captured.

Confirming the FEM results, the FSM allows obtaining a clear visualization of the insignificant influence of the longitudinal roof edges on the critical loads, as indicated in Fig. 20. The FSM showed a conservative result in comparison to the FEM (see Eqs. (9) and (10)).

The methodology shown in the NBR 14762 for the collapse load calculus was proven an efficient procedure for the free edge boundary condition. It can also be efficient for the fixed edge boundary condition if it is considered the collapse not happened in the center of the span (Fig. 15(d)).

The DSM was proven conservative in comparison to the NBR 14762 methodology, when it uses critical loads obtained by the FSM. Using experimental critical load, the DSM procedure gives an efficient result only for the free edge boundary condition, even though the correlation between critical and collapse loads can only be proved with a higher number of experiments.

5. Conclusions

The cold-formed trapezoidal steel roofing sheets structural behavior with different boundary edges conditions was studied experimentally and theoretically.

The buckling load and the collapse load were obtained out of the experimental procedure. The critical load was compared to the results obtained through the FEM and the FSM. The results in terms of collapse load were compared to the results obtained through the NBR 14762 methodology and through the DSM.

Not only the comparison between the obtained results through several utilized methods, but also a detailed panel behavior analysis by each kind of method led us to the following conclusions:

- The experimental procedure allowed the understanding of the post critical behavior of the tested roofing sheets.
- The critical load of the roofing structure is little influenced by the boundary edge conditions. Hence these loads basically depend on the roof inertia moment.
- More experimental tests on roofing panels are proposed. Then a statistical analysis would let us know if the DSM makes a good correlation between the critical load and the collapse load. Likewise it is very important to verify if it is possible to use the NBR 14762 in order to design the trapezoidal roof.