

COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES DE MADEIRA RESISTENTES A MOMENTO FLETOR COM BARRAS COLADAS, LINK DE AÇO E PLACA DE EXTREMIDADE ENRIJECIDA

Arthur S. Rebouças^{1,2*}, Jorge M. Branco²; Hidelbrando J. F. Diógenes³; Paulo B. Lourenço²

*Autor de contato: arthur.reboucas@ifrn.edu.br

¹ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, São Paulo do Potengi, RN, Brasil

² ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

³ PPGECAM, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, PB, Brasil

RESUMO

Devido à baixa rigidez da madeira, uma das tarefas mais desafiadoras do projeto é garantir a estabilidade global do edifício. A aplicação de sistemas estruturais com ligações resistentes a momento fletor tem se apresentado como uma possível solução para este problema. Este trabalho tem como objetivo apresentar e detalhar o comportamento estrutural das ligações de madeira resistentes à momento fletor com barras coladas na madeira e conectadas a uma placa de extremidade enrijecida, a partir da realização de ensaios experimentais em escala real. Foram testados 6 corpos-de-prova divididos em dois grupos com espessuras de placa de extremidade diferentes. Constatou-se que o comportamento estrutural depende da relação entre as rigidezes da placa de extremidade e do link de aço. A partir da ligação proposta identificou-se que quando são utilizadas rigidezes semelhantes, há uma rotação combinada destas duas partes da ligação. Apesar dessa abordagem levar a um menor consumo de material, os resultados experimentais mostraram que foi possível alcançar modos de falha dúcteis e obter resultados satisfatórios para a resistência ao momento fletor e para a rigidez rotacional inicial em relação àqueles que tem sido propostos na literatura nos últimos anos.

Palavras-chave: Ligações de madeira e aço; ligações resistentes à momento; barras coladas; testes experimentais.

ABSTRACT

Due to the low stiffness of the timber, one of the project's most challenging tasks is ensuring the building's overall stability. Applying structural systems with moment resisting joints has been presented as a possible solution. This work aims to present and detail the structural behavior of moment resisting steel-timber joint with glued-in rods connected to a stiffened end plate and steel link, based on full-scale experimental tests. 6 specimens divided into two groups with different end plate thicknesses were tested. It was found that the structural behavior depends on the relationship between the stiffnesses of the end plate and the steel link. From the proposed joint, it was identified that when similar stiffnesses are used, there is a combined rotation of these two parts of the connection. Although this approach leads to lower material consumption, the experimental results showed that it was possible to achieve ductile failure modes and obtain satisfactory results for the bending moment resistance and for the initial rotational stiffness about those proposed in the literature in recent years.

Keywords: Steel-timber joints; moment resisting joints; glued-in rods; experimental tests

1. INTRODUÇÃO

A quantidade de edifícios altos de madeira tem crescido consideravelmente nos últimos vinte anos. De acordo com o último relatório elaborado pelo *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* (CTBUH) em 2022, todos os 30 edifícios de madeira mais altos do mundo foram construídos nos últimos 10 anos (Safarik et al., 2022). Em vista disso, com o intuito de construir edificações mais altas e estruturalmente seguras, o desenvolvimento de novas técnicas executivas e a ampliação do conhecimento sobre os novos detalhes de projeto tornam-se cada vez mais relevantes.

Devido à baixa rigidez da madeira, uma das tarefas mais desafiadoras do projeto é garantir a estabilidade global do edifício, para isso, dois tipos de sistema estrutural têm sido mais utilizados: ligações rotuladas com muitos elementos diagonais de contraventamento ou núcleo rígido central ligado aos principais pórticos resistentes. Entretanto, ambos os casos apresentam interferências relevantes na arquitetura, que poderiam ser solucionadas com a aplicação de ligações resistentes a momentos fletores, semelhantes àquelas que são utilizadas frequentemente para estruturas de aço e concreto. Diversas ligações deste tipo já foram apresentadas na literatura e são costumeiramente empregadas em pórticos de madeira (King e Houtte, 2020). Entretanto, em edifícios altos de madeira a sua aplicação se torna mais complexa, pois a baixa rigidez ou a capacidade de dissipação de energia insuficiente das ligações ainda são empecilhos quando se pretende ter uma estrutura porticada com maiores vãos ou sem contraventamentos. Ademais, em vista das inúmeras diferenças entre as ligações propostas na literatura, muitas vezes torna-se complicado identificar possíveis lacunas para posterior evolução de suas características.

Considerando a relevância das ligações de madeira resistentes a momento para o desenvolvimento de pórticos de madeira com maior rigidez, resistência e modos de falha dúcteis, este trabalho busca apresentar e detalhar o comportamento estrutural das ligações de madeira resistentes à momento fletor com barras roscadas coladas na madeira e conectadas a uma placa de extremidade enrijecida. Para isso, foram realizados seis ensaios experimentais da ligação em escala real. Ao final, o seu desempenho é comparado aos principais tipos de ligações resistentes a momento propostos na literatura.

2. LIGAÇÕES DE MADEIRA RESISTENTES A MOMENTO FLETOR

As primeiras ligações de madeira com a capacidade de resistir ao momento fletor foram desenvolvidas utilizando placas de aço em ambos os lados da madeira e pregos na transversal para conectar a viga e o pilar (Bryant et al., 1981). Esse tipo de ligação não é atrativo do ponto de vista prático, pois é cara devido a grande quantidade de furos que devem ser realizados e, além disso, tem baixa resistência ao fogo tendo em vista que as placas de aço ficam expostas (Komatsu, 2017).

No Japão, foram propostas ligações com pinos de aço transversais à madeira lamelada colada (MLC) e placas de aço inseridas na direção paralela às fibras ao longo de toda seção da viga.

As partes da ligação foram fabricadas na indústria e a montagem foi completamente realizada na obra (Komatsu e Kawamoto, 1991). Esse tipo de ligação resistente a momento ofereceu uma estética melhor em relação a outras utilizadas na época, e com a inserção da placa, a MLC protege o aço e contribui para a melhoria da resistência ao fogo da ligação. Entretanto, sem reforços, as ligações desse tipo apresentavam baixa ductilidade e baixa resistência a momento fletor (Lam et al., 2008). Nos primeiros estudos realizados em ligações com pinos e placa de aço inserida na madeira, o modo de falha mais comum era o fendilhamento (*splitting*) que ocorre próximo a extremidade da viga de madeira. Contudo, o potencial aumento de desempenho associado ao reforço desta região com parafusos auto-perfurantes (*self tapping screws* - STS) fez com que nos últimos vinte anos, muitas pesquisas fossem realizadas com este direcionamento.

Atualmente, os tipos de ligação resistentes a momento fletor mais utilizados nas construções são aquelas com pinos e placa de aço inserida na MLC e aquelas com barras roscáveis coladas na MLC.

2.1 Ligações com barras roscadas coladas na madeira

Nessas ligações, as barras roscáveis de aço são coladas dentro da madeira, na maioria dos casos, na direção paralela às fibras. Desse modo, é possível obter vantagens estéticas ao manter apenas visível a madeira, protegendo os elementos de aço do fogo e de possíveis ações climáticas.

De acordo com sua geometria e comportamento estrutural, estas ligações podem ser resumidas em dois grupos, conforme apresentado na Figura 1. Em todas as ligações, as barras são coladas paralelas às fibras da madeira na viga e perpendicularmente à estas no pilar.

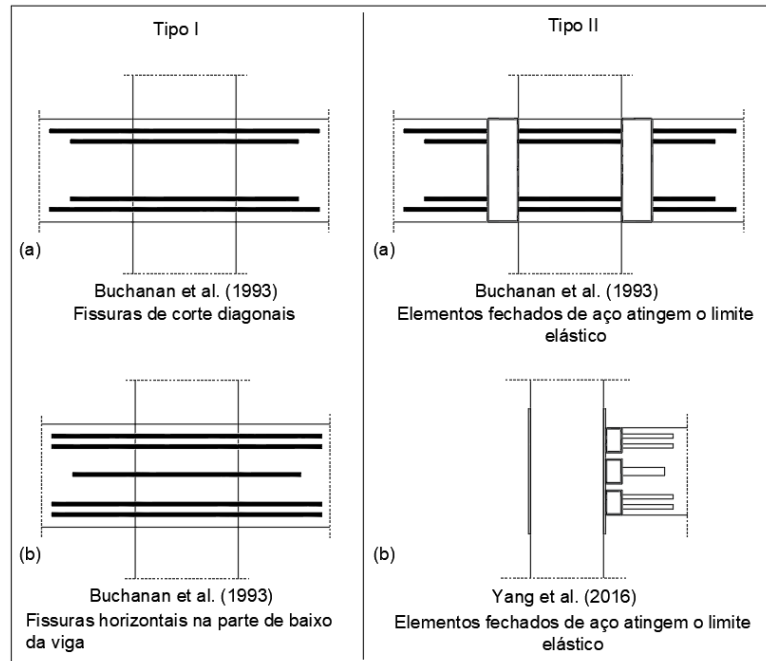
Nas ligações do tipo I foram obtidos modos de falha frágeis, que são indesejáveis para aplicação em estruturas aporticadas. O melhor desempenho desse tipo de ligação foi alcançado pela geometria I(b), na qual uma barra foi inserida na região central da ligação para evitar a fissuração por corte (Buchanan et al., 1993). Já as ligações do tipo II apresentaram um comportamento dúctil sob carga cíclica e monotônica, uma vez que a falha ocorreu sempre nos elementos de aço, com poucos danos a madeira (Buchanan et al., 1993). A aplicação de três seções fechadas de aço e de reforço com STS foi benéfica, pois aumentou a resistência a momento da ligação e reduziu a probabilidade de fissuração e fendilhamento próximo aos apoios (Yang et al., 2016). Por outro lado, nos casos em que a espessura da alma dos elementos fechados é muito fina, a ligação pode sofrer flambagem lateral entre os enrijecedores centrais, não atingindo altos níveis de ductilidade (Rebouças et al., 2022).

2.2 Ligações com barras coladas, link de aço e placa de extremidade

Tomasi et al. (2008) propuseram uma ligação onde a viga de MLC é conectada a uma placa de extremidade de aço através de barras coladas. O momento fletor é resistido pelo binário formado pelas barras, pela placa de aço na tração e pela madeira na compressão. Enquanto as forças cortantes são transmitidas pelas barras coladas e por uma placa de aço ranhurada colada dentro do elemento de madeira (Figura 2). Tomasi et al. (2008) ensaiaram 6 geometrias de ligação diferentes, variando apenas a espessura da placa de extremidade: 6, 10, 14, 18 e 20 mm. Foram vigas de 120 x 230 mm, placa de extremidade com as mesmas dimensões, perfil do tipo HEB 120 e barras roscadas com diâmetro de 16 mm (classe 10.9). Segundo os autores, foram

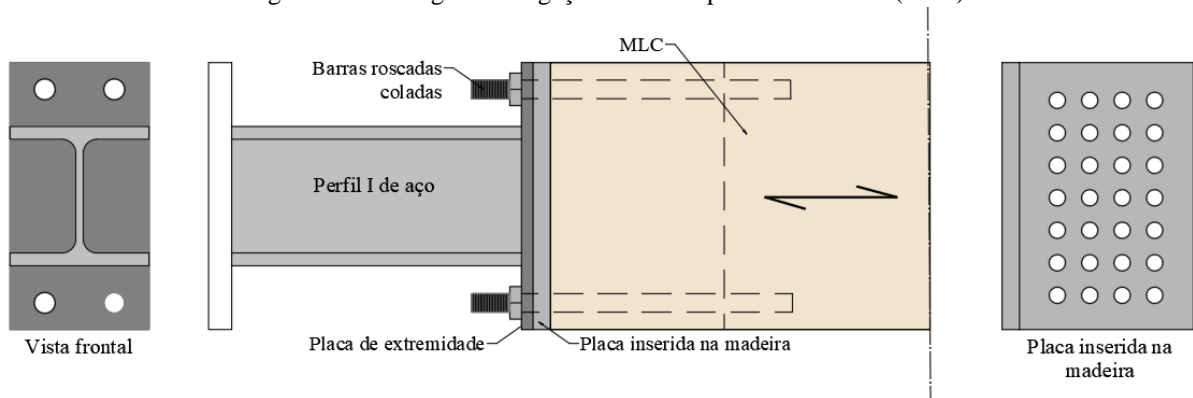
utilizados aço S 235 para a placa de extremidade, S 275 para o perfil e MLC com classe de resistência GL24h.

Figura 1 – Resumo das ligações resistentes à momento fletor com barras coladas na madeira



Fonte: Adaptado de Rebouças et al. (2022).

Figura 2 – Visão geral da ligação estudada por Tomasi et al. (2008)

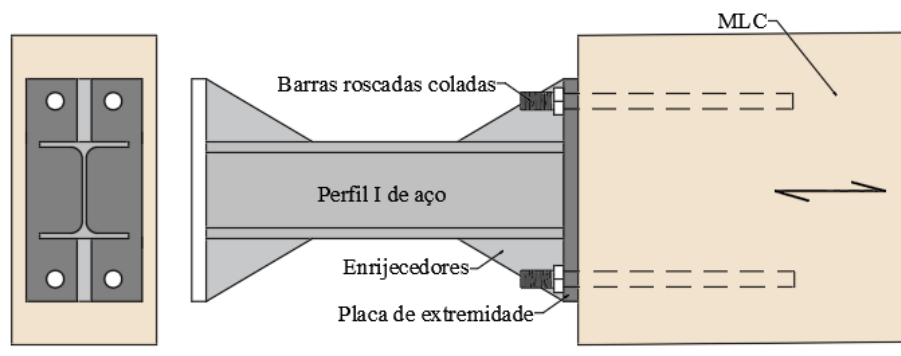


Fonte: Adaptado de Tomasi et al. (2008).

Iovane (2020) estudou uma ligação semelhante, mas com a placa de extremidade enrijecida e sem placa de aço colada dentro da madeira (Figura 3). Neste estudo, o comprimento do perfil de aço foi aumentado para que a falha da ligação fosse direcionada para ocorrer exatamente nele. Foram testados dois tipos de ligações, variando a seção transversal do perfil de IPE 100 para HEA 100, com dois corpos-de-prova de cada tipo. Vigas de madeira com seção transversal de 140 x 320 mm, placas de extremidade com 120 x 230 mm, espessura de 20 mm, perfil com comprimento de 360 mm, dos quais 220 mm são travados por enrijecedores e barras roscadas

com 16 mm de diâmetro (classe 10.9). Segundo o autor, foram utilizados aço S 275 para a placa de extremidade, S 355 para o perfil e MLC com classe de resistência GL24h.

Figura 3 - Visão geral da ligação estudada por Iovane (2020).



Fonte: Adaptado de Iovane (2020).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

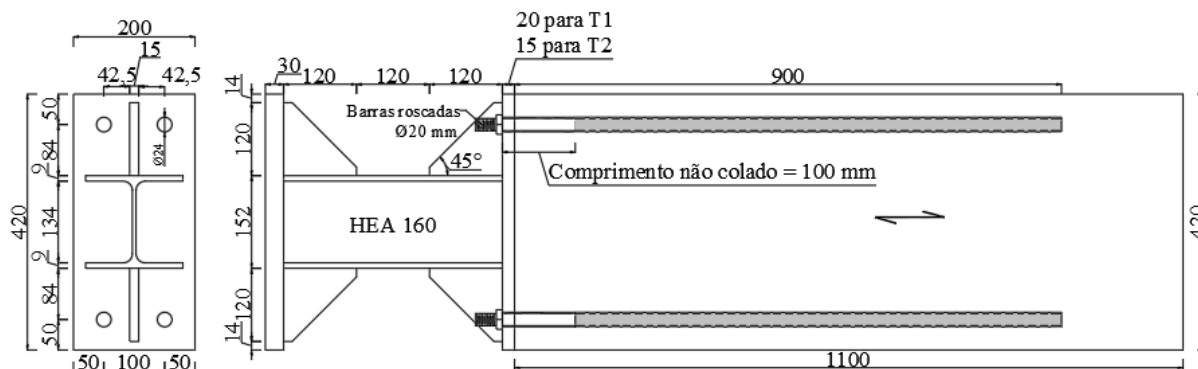
As ligações ensaiadas por Tomasi et al. (2008) e Iovane (2020) tem dimensões muito pequenas quando comparadas àquelas aplicadas a edifícios com estrutura de madeira. Além disso, nos dois estudos, buscou-se claramente direcionar a falha para uma parte específica da ligação, isto é, falha na placa de extremidade em Tomasi et al. (2008) e no link de aço em Iovane (2020). Dessa forma, os outros materiais que compõem a ligação ficam superdimensionados, afetando consideravelmente o custo total da ligação.

Portanto, neste estudo procurou-se aplicar um perfil de aço e uma placa de extremidade com rigidezes mais próximas, para conhecer melhor o comportamento da ligação com o intuito principal de otimizar a utilização dos materiais. Além disso, optou-se por testar geometrias de ligações com altura de viga igual a 420 mm, mais próxima das comumente utilizadas em edifícios.

3.1 Geometria dos corpos-de-prova

Foram testados dois grupos de corpos-de-prova com a geometria apresentada na Figura 4, variando apenas a espessura da placa de extremidade. Para aqueles do tipo 1 (T1) foi utilizada uma espessura de 20 mm, já no tipo 2 (T2), uma espessura de 15 mm, um resumo de todos os corpos-de-prova pode ser encontrado na Tabela 1. As vigas de madeira foram confeccionadas com as mesmas dimensões das placas de extremidade (200 x 420 mm) e os links de aço tem comprimento total de 360 mm, com 120 mm livres entre os enrijecedores. Todos os furos para passagem das barras rosçadas foram realizados com 24 mm de diâmetro e as barras rosçadas são do tipo M20 (diâmetro nominal de 20 mm). É importante destacar que em todos os provetes foi adotado um comprimento não colado igual a 100 mm (5 vezes o diâmetro nominal da barra).

Figura 4 - Geometria dos provetes testados



Fonte: Os autores.

3.2 Materiais utilizados

Foram utilizadas vigas de madeira lamelada colada 200x420 mm², de classe de resistência GL24h de acordo com a EN 14080 (CEN, 2013), fabricadas com Espruce Norueguês (*Picea abies*). A umidade relativa das amostras foi medida alguns minutos antes de cada teste, de acordo com as recomendações da EN 13183-3 (CEN, 2005). Os valores estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Nomenclatura e umidade relativa da madeira dos corpos-de-prova (CPs) ensaiados

Nome do CP	L1.e20	L2.e20	L3.e20	L4.e15	L5.e15	L6.e15
Tipo	1	1	1	2	2	2
Umidade relativa (%)	12,2	11,4	11,9	11,3	12,1	12,1

Fonte: os autores.

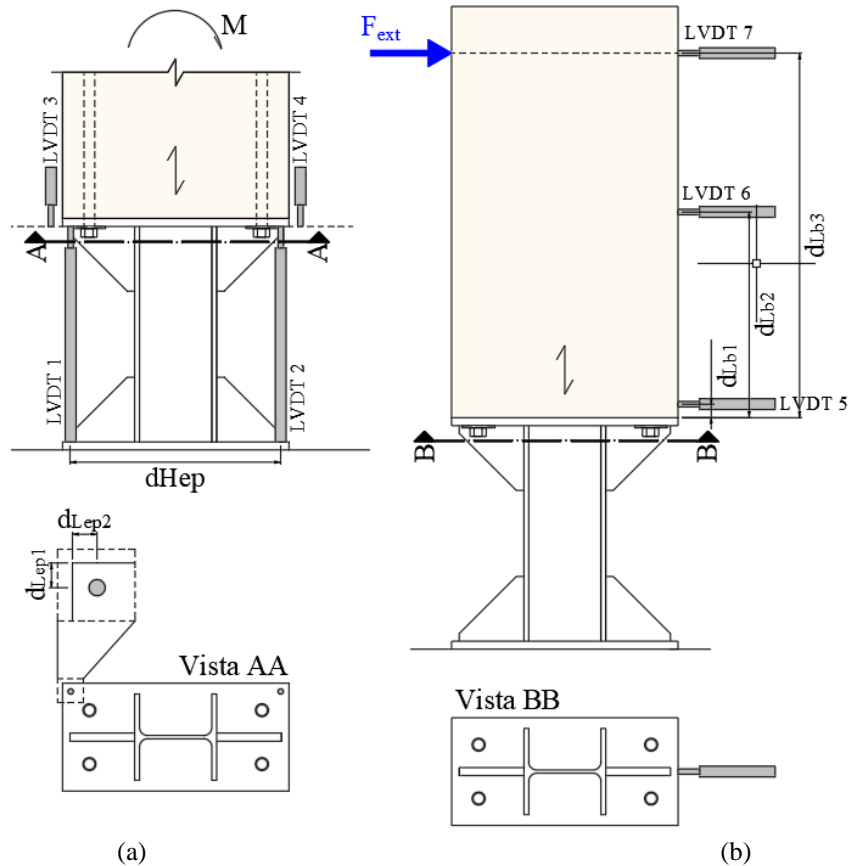
O processo de colagem foi realizado de acordo com as recomendações do fabricante, com as vigas na posição vertical e os furos virados para cima. Inicialmente foi feita a limpeza destes com compressor de ar e retiradas as impurezas da superfície das barras roscadas. As barras foram coladas com adesivo epóxi bicomponente. Em primeiro lugar, a quantidade de cola foi medida com precisão para garantir que o comprimento não colado pretendido fosse alcançado. Em seguida, a cola foi despejada nos furos e as barras roscadas foram inseridas uma a uma aplicando movimentos circulares para expelir as bolhas de ar. Por fim, a peça de aço foi posicionada para garantir o correto encaixe das barras. Foi respeitado um tempo mínimo de cura de 7 dias. As barras contêm rosca métrica, classe de resistência 10.9 (resistência ao escoamento nominal de 900 N/mm²). Todas as peças de aço foram fabricadas com aço S 235 (resistência ao escoamento nominal de 235 N/mm²). Os furos na madeira foram feitos com diâmetro de 24 mm e comprimento colado de cada barra de aço foi de 800 mm.

3.3 Descrição do ensaio

Os testes foram realizados com a estrutura na vertical, posicionando a parte inferior da peça de aço presa ao pórtico com chumbadores. Todas as distâncias e posições de aplicação da carga e dos LVDTs estão indicadas na Figura 5. O ensaio monotônico foi executado a partir da

aplicação de uma carga lateral horizontal utilizando um atuador de 300 kN, a uma velocidade de 3,0 mm/min, seguindo as recomendações da EN 26891 (CEN, 1991), com período de descarga e reaplicação da carga ainda no regime elástico.

Figura 5 – Posições de aplicação da carga e dos LVDTs utilizadas nos ensaios.



Fonte: Os autores.

Os LVDTs 1 e 2 capturam os deslocamentos das extremidades da ligação, os de número 3 e 4 o deslocamento relativo entre a madeira e a placa de extremidade. A soma destes dois deslocamentos fornece o deslocamento total em cada lado da conexão.

A rotação total da ligação é definida como a rotação da viga de madeira, que foi calculada a partir dos deslocamentos na direção vertical e das distâncias entre os LVDTs, conforme mostrado na Equação 1. Na Figura 5, as distâncias (em mm) dHep, dLep1, dLep2, dLb1, dLb2 e dLb3 são 385, 17, 18, 20, 550 e 895, respectivamente.

$$\theta_T = \frac{(\Delta_{mt} + \Delta_{pt}) + (\Delta_{mc} + \Delta_{pc})}{dHep} \quad (1)$$

Onde:

θ_T = Rotação total da ligação (radianos);

Δ_{mt} = deslocamento no banzo tracionado da madeira (mm);

Δ_{mc} = deslocamento no banzo comprimido da madeira (mm);

Δ_{pt} = deslocamento no banzo tracionado da placa de extremidade (mm);

Δ_{pc} = deslocamento no banzo comprimido da placa de extremidade (mm);
 d_{Hep} = distância horizontal entre os LVDTs 3 e 4 (mm).

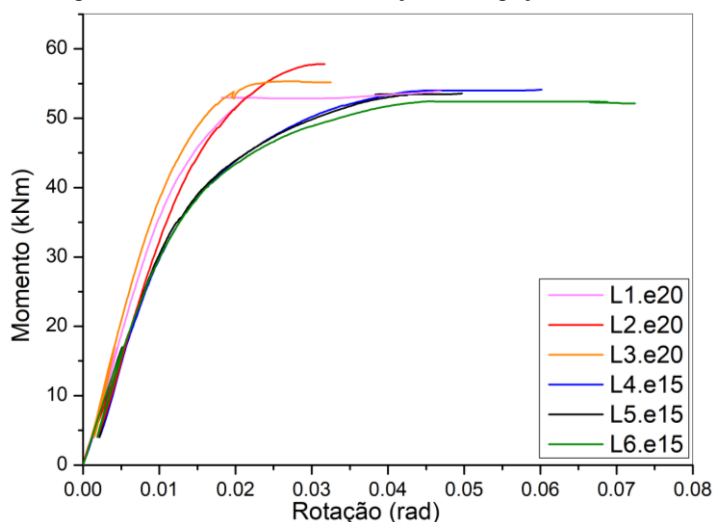
Já os LVDTs 5, 6 e 7 foram posicionados para medir os deslocamentos na direção da carga ao longo do comprimento da viga de madeira. A partir destes dados de deslocamento também é possível obter a rotação final da viga de madeira.

3.4 Resultados e discussões

3.4.1 Comportamento estrutural da ligação

A rigidez rotacional foi calculada segundo a EN 12512 (CEN, 2001) através dos valores de momento fletor e rotação correspondentes a 10% e 40% do momento máximo. Já o momento fletor resistente da ligação foi determinado a partir da plastificação dos elementos de aço, identificada neste estudo como o trecho onde a curva momento-rotação forma um *plateau* horizontal, uma vez que nenhuma outra forma de ruptura foi detectada anteriormente. Tais curvas estão apresentadas na Figura 6 para todos os corpos-de-prova testados.

Figura 6 - Curvas momento-rotação das ligações testadas.



Fonte: Os autores.

De modo geral, as ligações do tipo 1 apresentaram maior capacidade resistente e rigidez rotacional inicial do que as do tipo 2. Isso se deve a maior espessura da placa de extremidade que foi empregada neste grupo. Um resumo com os valores obtidos para os principais parâmetros mecânicos de cada uma das ligações está apresentado na Tabela 2.

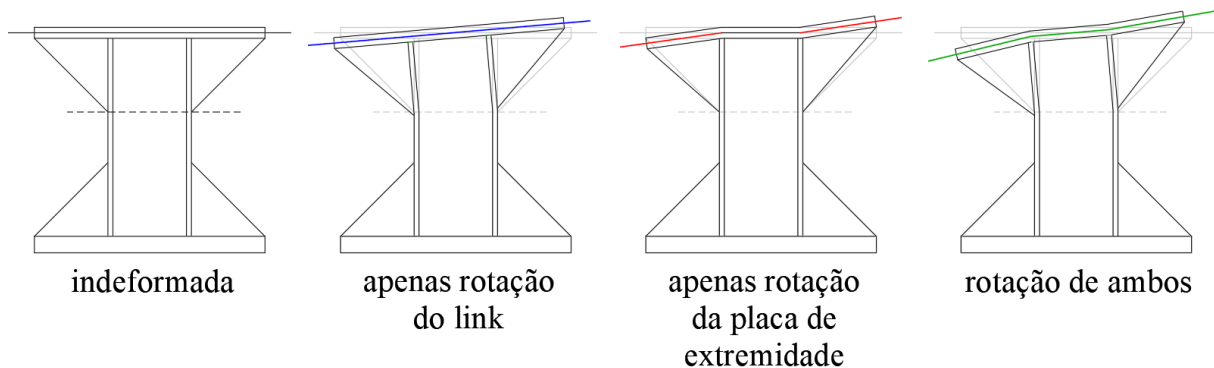
Tabela 2 – Resumo do momento resistente e da rigidez rotacional inicial experimentais.

CP	L1.e20	L2.e20	L3.e20	L4.e15	L5.e15	L6.e15
Momento Resistente (kNm)	53,90	57,82	55,32	54,11	53,57	52,43
Rigidez rotacional inicial (kNm/rad)	3656,34	4780,31	4008,75	3521,87	3746,46	3491,61

Fonte: Os autores.

A partir da campanha experimental realizada e das análises dos trabalhos de outros autores, é possível descrever o comportamento estrutural deste tipo de ligação com base na relação entre as rigidezes do link de aço e da placa de extremidade. A partir dos estudos de Tomasi et al. (2008) e Andreolli et al. (2011), é possível observar que quando o link de aço tem uma rigidez rotacional muito alta em relação a placa de extremidade, apenas esta rotaciona. A região central que conecta o link de aço a placa apresenta deformações mínimas, praticamente imperceptíveis. Contudo, para um perfil com uma rigidez rotacional muito menor do que a da placa, a ligação pode funcionar como um “fuse”, como apresentado em Iovane (2020). Neste caso, apenas o perfil apresenta rotações relevantes, enquanto a placa permanece quase indeformada. Nas ligações testadas neste estudo, a rigidez rotacional do link é mais próxima à rigidez rotacional da conexão placa-madeira, nesse caso ocorre uma rotação combinada relevante de ambos (link e placa de extremidade), como mostrado nas Figuras 7 e 8. Em todos os ensaios realizados, a viga de madeira apresentou um comportamento de corpo rígido, acompanhando as rotações impostas pela parte de aço.

Figura 7 - Esquema das possíveis rotações da ligação submetida à momento fletor.



Fonte: Os autores.

Figura 8. Configuração deformada do corpo-de-prova L2.

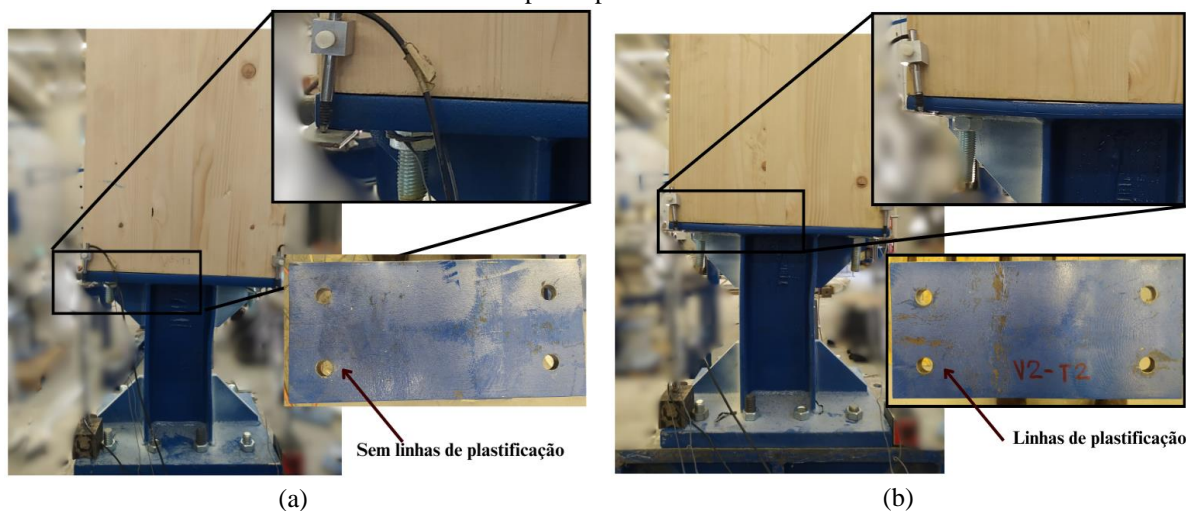


Fonte: Os autores.

3.4.2 Modos de falha

Em todos os testes realizados a falha ocorreu nos elementos de aço e como esteve atrelada a sua plastificação, ocorreu de maneira dúctil. Nenhum dos testes realizados foram identificados danos na madeira, portanto conclui-se que a esta se manteve no regime elástico. Com relação ao aço, apesar da pequena diferença entre a espessura das placas de extremidade, nos corpos-de-prova do tipo 1 não foram identificados deslocamentos plásticos na placa de extremidade e o modo de falha preponderante da ligação foi a deformação plástica do link de aço por flexão, como é possível visualizar na Figura 9a. Nos corpos-de-prova do tipo 2, o início plastificação aconteceu simultaneamente na placa de extremidade e no link de aço, inclusive constatou-se uma deformação maior da região de tração da placa, com uma abertura entre a placa de extremidade e a viga de madeira, como apresentado na Figura 9b.

Figura 9 – Modo de falha das ligações (a) Tipo 1. Exemplo com corpo-de-prova L3. (b) Tipo 2. Exemplo com corpo-de-prova L2.



Fonte: Os autores.

4. COMPARAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE EXPERIMENTAL DAS LIGAÇÕES

A Tabela 3 resume os principais trabalhos sobre ligações resistentes ao momento fletor. Foram elencados na tabela os maiores valores de capacidade resistente de cada uma das referências. Os conceitos de resistência relativa à momento (momento resistente dividido pela altura da viga) e rigidez rotacional relativa (rigidez rotacional dividida pelo quadrado da altura da viga) foram aplicados para facilitar uma comparação justa da rigidez entre as diferentes ligações.

Tabela 3 – Resumo da capacidade resistente de ligações de madeira resistentes ao momento fletor.

Referência	Tipo de ligação	Altura da viga (mm)	Momento resistente (kNm)	Rigidez rotacional (kNm/rad)	Resistência relativa (kNm/mm)	Rigidez relativa (kN/mm)	Modo de falha
Lam et al. (2010)	pinos e placa inserida na madeira reforçada	304	84,79	2060	0,279	22,3	Frágil

Solarino et al. (2017)	pinos e placa inserida na madeira não-reforçada	300	37,68	696	0,126	7,7	Frágil
Shu et al. (2019)	pinos e placa inserida na madeira não-reforçada	325	29,0	826,6	0,089	7,8	Dúctil
Fairweather (1992)	Barras coladas à madeira	495	88,8	2900	0,179	11,8	Frágil
Andreolli et al. (2011)	Barras coladas à madeira	230	19,85	2011	0,086	38,0	Dúctil
Yang et al (2016)	Barras coladas à madeira	420	64,1	2187	0,143	12,4	Dúctil
Iovane et al. (2020)	Barras coladas à madeira	320	31,77	1227	0,100	12,0	Dúctil
Ligação proposta	Barras coladas à madeira	420	57,82	4780	0,138	27,1	Dúctil

Fonte: Os autores.

As ligações resistentes ao momento fletor com pinos e placas de aço inseridas na madeira são amplamente utilizadas ao redor do mundo. Porém, a partir dos resultados apresentados na Tabela 3, é possível identificar que, sem reforço, este tipo de ligação apresenta resistência e rigidez baixas. No entanto, a introdução de reforços através da aplicação de parafusos autoperfurantes perpendicular às fibras da madeira aumenta consideravelmente a sua rigidez rotacional e resistência (Lam et al., 2010). Contudo, mesmo quando os STS são aplicados, o seu modo de falha ainda é frágil, mas em níveis mais altos de deformação e apresentando alguma ductilidade.

As ligações com barras coladas têm sido construídas com barras posicionadas paralelas as fibras, conectadas a elementos de aço com o objetivo tornar o modo de falha dúctil. Embora existam poucas pesquisas que apliquem este tipo de ligação às estruturas de madeira, de maneira geral tem demonstrado resistência a momento semelhante às ligações com pinos e maior rigidez rotacional.

Das ligações apresentadas na Tabela 3, aquelas que possuem geometria semelhante a ligação proposta neste trabalho foram as estudadas por Andreolli et al. (2011) e por Iovane (2020). Os primeiros utilizaram uma placa de extremidade mais flexível com link muito rígido para que toda deformação ocorresse na placa, já Iovane (2020) fez o oposto, pois aplicou enrijecedores na placa para direcionar as deformações para o link de aço. A Tabela 4 traz um comparativo mais detalhado dos resultados experimentais obtidos pelos autores supracitados com os apresentados no item 3 deste trabalho.

Tabela 4 - Comparação entre ligações com geometria semelhante.

Referência	Espessura da placa de extremidade	Pefil utilizado como steel link	Momento resistente (kNm)	Rigidez rotacional (kNm/rad)	Resistência relativa (kN/mm)	Rigidez relativa ((kNm/rad)/mm)
Andreolli et al. (2011)	6	HEB 120	8,85	443	0,038	8,37

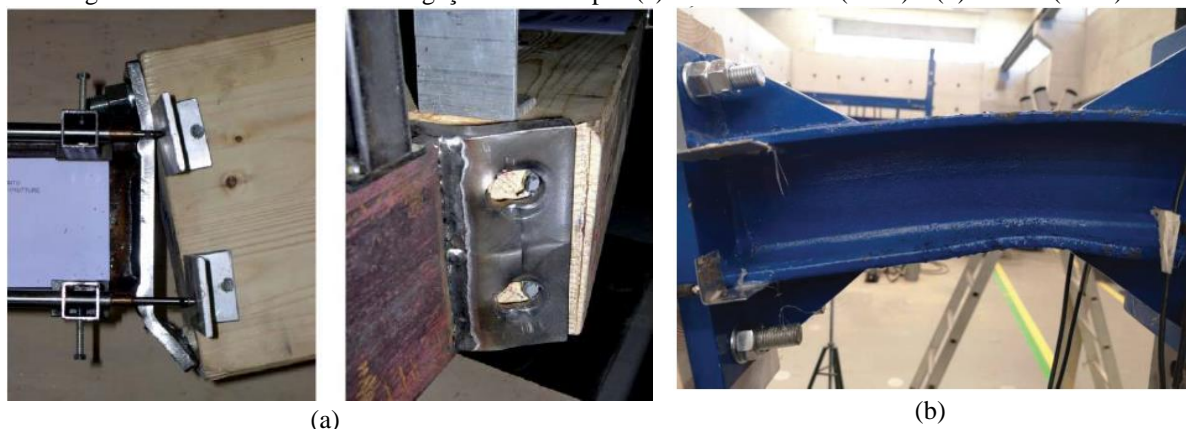
Andreolli et al. (2011)	8	HEB 120	14,99	841	0,063	15,9
Andreolli et al. (2011)	10	HEB 120	19,85	2011	0,086	38,0
Iovane et al. (2020)	20	HEA 100	31,77	1227	0,100	12,0
Iovane et al. (2020)	15	IPE 100	17,27	926	0,054	9,0
Ligação Tipo 1	20	HEA 160	57,82	4780	0,138	27,1
Ligação Tipo 2	15	HEA 160	54,11	3746	0,129	21,2

Fonte: Os autores.

Ao analisar os resultados da ligação proposta com os valores da Tabela 4, constata-se que a partir da utilização de rigidezes de placa de extremidade e link semelhantes é possível obter um bom desempenho para os dois parâmetros (resistência e rigidez rotacional), com uma melhor relação entre a quantidade de materiais utilizados, o que pode refletir diretamente no custo total da ligação. Com as mesmas espessuras de placa utilizadas por Iovane (2020) e um link de aço com 36% da altura da viga de madeira, foi possível obter aproximadamente o dobro da rigidez relativa, com melhora de cerca de 30% na resistência relativa. Em relação a Andreolli et al. (2011), foram obtidos valores de resistência relativa 53% maiores e valores de rigidezes relativas muito semelhantes, mas utilizando com altura relativa menor, uma vez que eles utilizaram um link de aço com 49% da altura da viga de madeira.

No tocante ao comportamento estrutural e aos modos de falha, a partir da Figura 10 observa-se a configuração deformada dos corpos-de-prova testados por ambos os autores. Na primeira, rotações ocorrendo apenas na placa de extremidade e falha na região de tração entre ela e as barras coladas. Na segunda, o contato placa madeira se mantém praticamente indeformável enquanto o link de aço atinge a plastificação. Comparando estas deformadas com aquelas da Figura 9, identifica-se claramente que o comportamento descrito neste trabalho contempla o deslocamento acoplado das duas partes da ligação.

Figura 10 – Modos de falha das ligações testadas por (a) Andreolli et al. (2011) e (b) Iovane (2020).



Fonte: Adaptado de Andreolli et al. (2011) e (b) Iovane (2020).

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho o comportamento estrutural das ligações de madeira resistentes à momento fletor com barras coladas, link de aço e placa de extremidade enrijecida foi descrito a partir da realização de ensaios experimentais em escala real. Foram testados 6 corpos-de-prova divididos em dois grupos, com espessuras de placa de extremidade diferentes.

Constatou-se que o comportamento estrutural depende da relação entre as rigidezes da placa de extremidade e do link de aço. Em vista disso, a ligação pode funcionar como um “fuse”, com deformações significativas ocorrendo apenas no link ou como uma conexão direta entre placa de extremidade e madeira. Contudo, quando são utilizadas rigidezes semelhantes, há uma rotação combinada destas duas partes da ligação.

Apesar dessa abordagem levar a um menor consumo de material, os resultados experimentais mostraram que foi possível explorar as características positivas da ligação e obter resultados satisfatórios para a resistência ao momento fletor e para a rigidez rotacional inicial em relação àqueles que tem sido propostos na literatura nos últimos anos.

Ademais, em todos os testes realizados, a falha ocorreu nos elementos de aço e como esteve atrelada a sua plastificação, ocorreu de maneira dúctil. Enquanto a viga de madeira apresentou um comportamento de corpo rígido, acompanhando as rotações impostas pela parte de aço, sem danos consideráveis.

Este conjunto de atributos comprova o desempenho potencial e a versatilidade desta ligação, que com estudos detalhados que permitam desenvolver o seu dimensionamento e sua proteção ao fogo, pode se tornar uma alternativa viável à aplicação em edifícios de madeira.

6. AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) por apoiar esta pesquisa sob o número de concessão BD/06301/2021. Os autores também agradecem à Portilame S.A pelo fornecimento das MLC, à Rothoblaas S.A. pelo fornecimento dos varões e da cola bicomponente e à Freitas & Freitas LDA pelas peças de aço.

REFERÊNCIAS

ANDREOLLI M.; PIAZZA M.; TOMASI R.; ZANDONINI R. Ductile moment-resistant steel-timber connections. **Proc Inst Civ Eng Struct Build.** v.164:65–78, 2011.

BRYANT A.H.; GIBSON, J.A.; MITCHELL, T.N.; THURSTON, S.J. Nailed Moment Joints in Timber Structures. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**, <https://bulletin.nzsee.org.nz/index.php/bnzsee/article/view/972>, 14, 223–232, 1981.

BUCHANAN, A.H.; FAIRWEATHER, R.H. Seismic Design of Glulam Structures. **Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthq. Eng.**, v. 26, 415–436, 1993.

CEN. EN 13183-3. **Moisture content of a piece of sawn timber - Part 3: Estimation by capacitance method.** Brussels, 2005.

CEN. EN 14080. **Timber structures – Glued laminated timber and glued solid timber – Requirements.** Brussels, 2013.

CEN. EN 26891:1991. **Timber structures — Joints made with mechanical fasteners — General principles for the determination of strength and deformation characteristics.** Brussels, 1991.

FAIRWEATHER, R.H. **Beam Column Connections for Multi-Storey Timber Buildings.** 1992. Master's Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1992.

IOVANE, G. **Innovative Seismic Resistant Structural Systems for Timber.** 2020. PhD Thesis, University of Naples, Napoli, Italy, 2020.

KING, D.; HOUTTE, A.V. NZ Wood Design Guides-Portal Knee Connections. **NZ Journal of Forestry**, 2020.

KOMATSU, K. Development of Stiffer and Ductile Glulam Portal Frame. **AIP Conf. Proc.**, <https://doi.org/10.1063/1.5011506>, 1903, 020026, 2017.

KOMATSU, K.; KAWAMOTO, N. Modified Moment-Resisting Joints. **Proceedings of the 1991 International Timber Engineering Conference London**, London, UK, p. 3111–3118, 1991.

LAM, F.; SCHULTE-WREDE, M.; YAO, C.C.; GU, J.J. Moment Resistance of Bolted Timber Connections with Perpendicular to Grain Reinforcements. **Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering**, Miyazaki, Japan, v. 2, p. 978–985, 2008.

LAM, F.; GEHLOFF, M.; CLOSEN, M. Moment-Resisting Bolted Timber Connections. **Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build**, <https://doi.org/10.1680/stbu.2010.163.4.267>, 163, 267–274, 2010.

REBOUÇAS A. S.; MEHDIPOUR Z.; BRANCO J.M.; LOURENÇO P.B. Ductile moment-resisting timber connections: a review. **Buildings**; v. 12, 2022.

SAFARIK, D.; ELBRECHT, J.; MIRANDA, W. State of Tall Timber 2022. **CTBUH**, 2022.

SOLARINO, F.; GIRESINI, L.; CHANG, W.S.; HUANG, H. Experimental Tests on a Dowel-Type Timber Connection and Validation of Numerical Models. **Buildings**, <https://doi.org/10.3390/buildings7040116>, 7, 116, 2017.

SHU, Z.; LI, Z.; YU, X.; ZHANG, J.; HE, M. Rotational Performance of Glulam Bolted Joints: Experimental Investigation and Analytical Approach. **Constr. Build. Mater**, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.002>, 213, 675–695, 2019.



TOMASI, R.; ZANDONINI, R.; PIAZZA, M.; ANDREOLLI, M. Ductile End Connections for Glulam Beams. **Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridge Struct. Eng.** (IABSE), 18, 290–296, 2008.

YANG, H.; LIU, W.; REN, X. A Component Method for Moment-Resistant Glulam Beam-Column Connections with Glued-in Steel Rods. **Engineering Structures**, v. 115, 42–54, 2016.