



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Estudo Numérico e Computacional de Nós de Pórticos de Madeira em Betão Armado

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Estruturas

Autor

Rodolfo Francisco Soares Henriques

Orientador

João Henrique J. Oliveira Negrão

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, janeiro, 2014

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de dedicar a presente dissertação, que é um símbolo do caminho traçado até hoje neste curso, à minha querida amiga Marisa Caldeira pela amizade profunda, apoio e carinho que me deu desde o início do curso, até aos dias de hoje. Foi o meu pilar, o meu braço direito, a pessoa que esteve comigo em todas as alturas difíceis deste percurso, sem a qual não estaria aqui. Dedico-a também aos santos dos meus Pais, por todos os sacrifícios que os fiz passar nestes anos de curso, pois ter um filho como este sei que não é fácil, e à memória dos meus Avôs, a quem certamente encheria de orgulho.

Agradeço do fundo do coração à minha querida amiga Lara Santos, pela amizade incondicional e por tudo o que fez por mim, é “toda” ela uma pessoa extraordinária. Ao irmão que nunca tive, Ricardo Dias, por toda a fraternidade e paciência que teve comigo. Foi, e continua a ser, o meu tutor de eleição e das pessoas em quem mais confio.

Aos novos elementos da minha família, Lieve Tobback e 4 rebentos, pela amizade, pela omnipresença, pelos risos e bons momentos que me proporcionaram nesta reta final. Foram sem dúvida alguma o meu porto de abrigo.

Ao Professor Negrão por acreditar em mim, pelo seu apoio, amizade e compreensão. Não esquecendo os ensinamentos que me transmitiu ao longo do curso, tanto pelas suas aulas, como pelos seus livros, sendo responsável por uma boa parte do engenheiro que hei-de, espero eu, um dia ser. Ao Professor Alfredo Dias, também uma pessoa marcante no meu percurso académico, que me incutiu a paixão pela área das madeiras e ao meu colega Tiago Gonçalves pelo apoio na dissertação.

À Leonor Fonseca, pelo carinho e alimentação saudável. A todos os amigos que a Universidade me trouxe e restantes, em especial aos da residência II do Pólo II, onde passei os meus melhores tempos académicos. À família, Elsa Silva e Avós em especial, e a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para que hoje pudesse escrever estas palavras.

RESUMO

Devido à descontinuidade do fio, os nós de pórticos de madeira maciça ou lamelada colada, se resistentes a momentos, requerem o recurso a dispositivos mecânicos, como parafusos e chapas de aço internas ou externas na zona do nó, e eventualmente a duplicação de uma das barras (geralmente o pilar).

A presente dissertação baseia-se na modelação numérica em elementos finitos, utilizando o programa ABAQUS, numa ligação inovadora para nós de pórticos de madeira em betão, cuja junção madeira/betão é efetuada através de varões de aço, colados por intermédio de resinas epóxi à madeira.

A modelação centra-se na obtenção e análise do complexo regime de tensões verificada no nó, assim como na comparação dos resultados obtidos com os ensaios experimentais e resultados analíticos.

Foram realizados dois modelos numéricos, um mais simples, isotrópico, e outro mais complexo e aproximado da situação real em que foram consideradas as especificidades dos materiais, nomeadamente a ortotropia da madeira e a reduzida resistência do betão à tração.

ABSTRACT

Due to the discontinuity of the wood fiber, solid wood or glued laminated timber portal frames, if moment resisting, require the use of mechanical devices, such as bolts and internal or external steel plates in the connection zone, and even eventually, the duplication of one of the elements (usually the column).

The present dissertation is based on finite elements numerical modeling, using ABAQUS program, of an innovative timber frame connection based on concrete, whose joint timber/concrete is effected through epoxy glued steel rods,

Modeling focuses on the collection and analysis of the complex scheme of tensions in the node of the studied connection, as well as the comparison of the numerical results obtained with the experimental tests and analytical results.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE QUADROS	vii
SIMBOLOGIA	ix
ABREVIATURAS	xi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Revolução Industrial	2
1.3 Atualidade e Novos Derivados da Madeira	3
1.4 Madeira enquanto Material Ecológico.....	5
1.5 Objetivos da Dissertação	6
1.6 Estruturação da Dissertação.....	7
2 ESTADO DA ARTE – LIGAÇÕES EM MADEIRA	8
2.1 Introdução	8
2.2 Alguns Estudos Recentes em Ligações de Madeira	10
2.2.1 <i>Expedient Moment Connections for Large Scale Portal Frame Structures</i>	10
2.2.2 <i>The Quick Connect Moment Connection for Portal Frame Buildings – An Introduction and Case Study</i>	11
2.2.3 <i>Moment-Resisting Connections In Laminated Veneer Lumber (LVL) Frames</i> ..	14
2.2.4 <i>Innovative Timber Exhibition Hall in Johor, Malaysia, Constructed from Indigenous Hardwood using Bonded-In Moment-Resisting Connections</i>	15
2.2.5 <i>Development of the High-Strength and High-Ductility Timber Framed Joints using Drift Pins and Fiber Reinforced Plastics</i>	16
2.2.6 <i>Development of Moment-Resisting Joint Systems using Lagscrewbolts</i>	17
2.2.7 <i>Improved Column-Beam Joint in Glulam Semi-Rigid Portal Frame</i>	18
2.2.8 <i>Development of Ductile Moment-Resisting Joint Based on a New Idea for Glulam Portal Frame Structures</i>	19
2.2.9 Considerações Finais	20
2.3 Estatísticas de Colapsos	21
3 CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO EM ESTUDO	22

3.1	Introdução	22
3.2	Descrição da Ligação	23
3.2.1	Geometria	23
3.2.2	Material.....	25
4	ESTUDO ANALÍTICO DA LIGAÇÃO	33
4.1	Introdução	33
4.2	Modelo Analítico e Resultados.....	33
5	ESTUDO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO	36
5.1	Introdução	36
6	ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO	39
6.1	Introdução	39
6.2	Análise Não-Linear.....	39
6.3	Unidades	40
6.4	Descrição do Modelo Numérico	41
6.4.1	Geometria	41
6.4.2	Condições de Apoio	41
6.4.3	Carregamento.....	42
6.4.4	Propriedades Mecânica.....	43
6.4.5	Contactos e Interações	49
6.4.6	Discretização do Modelo	51
6.4.7	Processo de Cálculo.....	53
6.4.8	Modelos Numéricos.....	54
6.4.9	Modelo A.....	54
6.4.10	Modelo B	54
7	ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	56
7.1	Resultados Numéricos	56
7.2	Resultados Numéricos e Experimentais	61
7.2.1	Análise Comparativa entre os Modelos Numéricos	62
7.2.2	Comparação dos Resultados Numéricos com aos Experimentais e Analíticos..	63
8	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	64
8.1	Conclusões	64
8.2	Desenvolvimentos Futuros	65
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – A) Templo Horyu-ji (construção mais antiga do mundo em madeira), Nara, Japão (Madeiraestrutural@ 2009); B) Metropol Parasol, Sevilha, Espanha (Archdaily@ 2013).	2
Figura 1.2 – Vários graus de processamento da madeira.	4
Figura 1.3 – Funções de densidade de probabilidade para madeira maciça e lamelado-colado (Thelandasson & Larsen, 2003).	4
Figura 1.4 – Bullitt Center, Seattle, EUA, edifício comercial mais ambiental do mundo (Engenhariacivil@ 2014).	6
Figura 2.1 - A) Parafusos; B) Placas denteadas; C) Ligações <i>glued in bolts</i> (Dias, 2010).	9
Figura 2.2 – Modelo da ligação proposta entre uma viga de madeira e um pilar metálico: A) Vista lateral; B) Vista de topo(Scheibmair & Quenneville, 2010).	11
Figura 2.3 – A) Ligação <i>Quick-Connect</i> para pórticos de madeira; B) Esquema de transferência de forças (Scheibmair & Quenneville, 2012).	12
Figura 2.4 - Emenda de viga com quatro varões roscados (Scheibmair & Quenneville, 2012).	13
Figura 2.5 - Detalhes da ligação estudada (Houtte <i>et al.</i> , 2004).	14
Figura 2.6 – A) Secções de arcos lamelados colados aparafusados numa estrutura de betão; B) varões de aço galvanizado soldados às placas conectoras (Smedley <i>et al.</i> , 2012).	15
Figura 2.7 – A) Folha FRP endurecida por ultravioleta; B) Secção transversal da folha FRP; C) Ensaios de corte duplo (Matsumoto <i>et al.</i> , 2012).	16
Figura 2.8 - Ligação viga-pilar com chapa de aço fixa por <i>drift-pins</i> e envolvida em folhas FRP (Matsumoto <i>et al.</i> , 2012).	17
Figura 2.9 - Detalhes de um <i>lagscrewbolt</i> (Nakatani <i>et al.</i> , 2006).	17
Figura 2.10 - Conectores da ligação de <i>lagscrewbolt</i> : A) Porca especial; B) Placa de aço; C) Ligador especial de aço; D) Junção de placas de aço (Nakatani <i>et al.</i> , 2006).	18
Figura 2.11 - Modelo mecânico da ligação viga-pilar proposta Komatsu <i>et al.</i> , (2008).	18
Figura 2.12 – A) Comportamento força-deformação das ligações convencionais de LBS com placas de topo aparafusadas; B) Detalhes da ligação proposta (coluna-fundação) (Komatsu <i>et al.</i> , 2012).	19

Figura 2.13 – A) Furos adaptados para os HTB; B) comportamento força-deformação da ligação modificada de LBS com placas de topo aparafusadas (Komatsu <i>et al.</i> , 2012).	20
Figura 2.14 – Elementos em que ocorreu colapso (Frühwald <i>et al.</i> , 2007).	21
Figura 3.1 – Pormenor do nó de ligação.	23
Figura 3.2 – Esquema e dimensões do modelo estudado.	24
Figura 3.3 – Corte AA' (pilar) e corte BB' (viga).	24
Figura 3.4 – Nó de betão.	26
Figura 3.5 – A) Evolução da resistência à compressão no tempo; B) Evolução do módulo de elasticidade no tempo.	27
Figura 3.6 – Pormenor das armaduras.	29
Figura 3.7 – Elementos de Pinheiro Bravo.	30
Figura 3.8 – Locais de aplicação da resina.	32
Figura 4.1 – Distribuição de tensões na interface: A) da madeira; B) do betão.	34
Figura 5.1 – A) Esquema experimental; B) Posição dos LVDTs e medidores de carga (Negrão <i>et al.</i> , 2014).	37
Figura 5.2 – Esquema reticulado do esquema experimental e respetiva deformada (Negrão <i>et al.</i> , 2014).	38
Figura 5.3 – Gráfico Momento do Binário-Rotação (Gonçalves, 2014).	38
Figura 6.1 – Modelo Numérico.	41
Figura 6.2 – Apoio do provete da ligação.	42
Figura 6.3 – A) Pressão aplicada para gerar flexão pura; B) Peso próprio.	43
Figura 6.4 – Relações tensões-extensões do betão.	44
Figura 6.5 – Diagrama tensões-extensões do aço.	45
Figura 6.6 – A) Coordenadas cilíndricas na madeira; B) Anéis madeira.	46
Figura 6.7 – Transmissão de esforço de tração entre a madeira e o varão pela resina.	49
Figura 6.8 – Superfícies de contacto madeira/betão.	50
Figura 6.9 – Restrição <i>Embedded</i> : A) Varões/Betão; B) Varões/Madeira	51
Figura 6.10 – Forma dos elementos 2D e 3D para elaboração da malha disponíveis no ABAQUS (ABAQUS, 2011).	51
Figura 6.11 – Malha de dimensão máxima 7.5mm no nó e envolvente e 40mm nas restantes zonas da madeira.	52
Figura 6.12 – Varões dentro dos elementos sólidos e varões alinhados com as arestas dos elementos sólidos (devido a partição do modelo).	53
Figura 7.1 – Tensões de von Mises Modelo A (plano dos varões tracionados), pormenor da zona de ligação e pormenor do nó de betão	56

Figura 7.2 – Tensões de von Mises Modelo B, (plano dos varões tracionados), pormenor da zona de ligação e pormenor do nó de betão	57
Figura 7.3 – Esquema das compressões introduzidas ao betão pelos varões tracionados.	57
Figura 7.4 - A) Esquemas simplificados da fendilhação mais central do nó B) Fendilhação verificada num provete ensaiado.	58
Figura 7.5 – A) Ação dos varões tracionados sobre a madeira B) Reforços para aumentar a resistência na direção perpendicular à direção das fibras (STEP, 1995).	58
Figura 7.6 – Pressão de Contacto: A) Modelo A; B) Modelo B.	59
Figura 7.7 – Extensões plásticas equivalentes Modelo A.	59
Figura 7.8 – Extensões plásticas equivalentes Modelo B.	60
Figura 7.9 – Deformada: A) Modelo A; B) Modelo B.	60
Figura 7.10 – Abertura do: A) Modelo A; B) Modelo B.	61
Figura 7.11 – Resultados numéricos e experimentais.	61

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Características de resistência e deformação do betão C80/95.	25
Quadro 3.2 – Valores médios de resistência à compressão dos provetes cúbicos ensaiados	26
Quadro 3.3 – Composição do microbetão usado (Gonçalves, 2014).	28
Quadro 3.4 – Características do aço A400 NR segundo a NP EN 1992-1-1(2010).	29
Quadro 3.5 – Características mecânicas assumidas.	30
Quadro 3.6 – Valores característicos das propriedades mecânicas de Pinheiro Bravo (LNEC-M2, 1997).	31
Quadro 4.1 – Momento resistente médio ($M_{R,m}$) e de cálculo ($M_{R,d}$) – Secção de betão armado na interface (kN.m) (Negrão <i>et al.</i> , 2014).	35
Quadro 4.2 – Momentos resistentes médio e de cálculo – Secção de madeira interior (kN.m) (Negrão <i>et al.</i> , 2014).	35
Quadro 4.3 – Momentos resistentes médio e de cálculo – Secção de madeira na interface (kN.m) (Negrão <i>et al.</i> , 2014).	35
Quadro 6.1 – Unidades usadas no ABAQUS.	41
Quadro 6.2 – Determinação das propriedades de rigidez do <i>Pinus Pinaster</i> EE.	47
Quadro 6.3 – Propriedades de rigidez do <i>Pinus Pinaster</i> , <i>Aiton</i> EE.	47
Quadro 6.4 – Parâmetros de rigidez do <i>Pinus Pinaster</i> , <i>Aiton</i> a introduzir no ABAQUS.	48
Quadro 7.1 – Resultados máximos dos momentos resistentes.	62

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

$E_{0,mean}$	Valor médio módulo de elasticidade paralelo às fibras do Pinheiro Bravo
$E_{0,05}$	Valor característico do médio módulo de elasticidade paralelo às fibras do Pinheiro Bravo
$E_{90,mean}$	Valor médio do módulo de elasticidade perpendicular às fibras do Pinheiro Bravo
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
$E_{cm,exp}$	Módulo de elasticidade médio experimental do betão
$E_{cm}(t)$	Módulo de elasticidade secante do betão, à idade de t dias
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura
G_{mean}	Módulo de distorção do Pinheiro Bravo
P_{HTB}	Carga última de resistência dos parafusos de alta resistência (HTB)
P_{LSB}	Carga última de resistência dos <i>lagscrewbolts</i>
P_{slide}	Carga a partir da qual o parafuso entra em contacto com a chapa começando este a deslizar
$M_{R,d}$	Momento resistente de cálculo
$M_{R,m}$	Momento resistente médio
S	Deformação aparente da ligação

Letras minúsculas latinas

$f_{c,0,k}$	Valor característico da resistência à compressão paralela às fibras do Pinheiro Bravo
$f_{c,90,k}$	Valor característico da resistência à compressão perpendicular às fibras do Pinheiro Bravo
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos com 30cm de altura por 15cm de diâmetro, aos 28 dias de idade
$f_{ck,cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos com 15cm de lado, aos 28 dias de idade
$f_{ck,cube}(t)$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes

f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos com 30cm de altura por 15cm de diâmetro, aos 28 dias de idade
$f_{cm,cube,exp}$	Valor médio experimental da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples de provetes cilíndricos com 30cm de altura e 15cm de diâmetro, aos 28 dias de idade
$f_{ctk,0,05}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples, quantilho 5%
$f_{ctk,0,95}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples, quantilho 95%
$f_{m,k}$	Valor característico da resistência à flexão estática do Pinheiro Bravo
$f_{t,0,k}$	Valor característico da resistência à tração paralela às fibras do Pinheiro Bravo
$f_{t,90,k}$	Valor característico da resistência à tração perpendicular às fibras do Pinheiro Bravo
$f_{v,k}$	Valor característico da resistência ao Corte do Pinheiro Bravo
f_{yk}	Valor característico tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{y,max}$	Valor real da tensão de cedência máxima
f_{tk}	Valor característico tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado
s	Coefficiente dependente do tipo de betão
t	Idade do betão, em dias

Letras minúsculas gregas

$\beta_{cc}(t)$	Coefficiente que depende da idade do betão t ;
ϵ_c	Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ϵ_{cu}	Extensão última do betão à compressão
ϵ_{uk}	Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado
ρ_{mean}	Valor médio da massa volúmica do Pinheiro Bravo
ρ_k	Valor característico da massa volúmica do Pinheiro Bravo
ρ_s	Massa volúmica do aço das armaduras
σ_{b0}	Resistências à compressão no estado biaxial
σ_{c0}	Resistências à compressão no estado uniaxial
ν	Coefficiente de Poisson
ψ	Ângulo de dilatação do betão

ABREVIATURAS

FRP	Polímeros reforçados com fibras (<i>Fibre Reinforced Polymers</i>)
GL	Madeira lamelada colada (<i>Glued Laminated Timber</i>)
HTB	<i>High Tension Bolt</i>
LSB	<i>Lagscrewbolt</i>
LVDT	Transdutores de deslocamentos
LVL	Micro-laminado (<i>Laminated Veneer Lumber</i>)
OSB	Painéis de partículas longas
SI	Sistema Internacional de unidades
XLAM	Lamelado cruzado de madeira
WCTE	<i>World Conference on Timber Engineering</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Tendo sido usada como material de construção desde os tempos mais primitivos da Humanidade, a madeira, ainda hoje, desempenha um dos principais papéis no sector da construção. Individualmente ou associada a outros materiais, desde cedo, lhe foi reconhecida uma elevada importância, que tem sido reforçada nos últimos anos com a crise ambiental que o mundo moderno atravessa.

Na própria natureza a madeira é um material de construção por eleição. Basta olhar em volta e verifica-se que no seu estado bruto, sob a forma de tronco de árvore, dá resguardo aos mais variados seres vivos, sendo mesmo extraída e processada por alguns deles para a construção de abrigos. Na própria árvore, tem ainda uma função estrutural no suporte das folhas, flores e/ou frutos, funcionando ainda como uma estrutura viva e dinâmica na medida em que cresce e se desenvolve em prol da estabilidade da árvore e minimização das ações do vento sobre a mesma.

Na antiguidade, devido ao facto da madeira ser leve, resistente e abundante, aparecer em vários diâmetros e comprimentos, ser de fácil extração e ter boa trabalhabilidade, apresentar características próprias que lhe conferiam versatilidade nas suas aplicações, este material foi o primeiro a ser utilizado na realização de estruturas. A maioria dos povos primitivos utilizavam uma simples geometria de forma circular, constituída por dois paus cravados no solo e inclinados de forma a cruzarem-se nas extremidades superiores, apresentado assim, um telhado de duas águas, que ainda hoje é tão frequente. Mais tarde, apareceram duas escoras e uma peça horizontal que serviam de apoio intermédio às duas peças inclinadas (Mateus, 2000).

Com o passar dos tempos, as construções em madeira evoluíram bastante, sendo um elemento essencial na origem das primeiras civilizações, dispersadas por toda a parte. Para além de simples habitações, surgiram os primeiros castelos (com escadas, pontes-levadiças, catapultas), os primeiros fortes e os primeiros edifícios religiosos. Já nessa altura, as ligações eram difíceis de resolver. No entanto, através da observação e da experiência, conhecimentos eram adquiridos e transmitidos de geração em geração. Na Idade-Média e nos séculos XVI,

XVII e XVIII a construção em madeira teve a seu tempo de glória, sendo possível enunciar alguns dos engenheiros que deixaram verdadeiras obras-primas (Mateus, 2000):

- Philibert Delorme em França (século XVI);
- Jean Ulrich Grubenmann na Suíça (século XVIII);
- David Gilly na Alemanha (ano 1800).

Dos primórdios aos tempos modernos, por todo o mundo se encontram estruturas de madeira que immortalizam a nobreza desta, característica que dificilmente se encontra noutros materiais de construção. Como exemplos temos na Figura 1.1-A, uma estrutura mais antiga que comprova a durabilidade da madeira, aquando duma correta manutenção, uma estrutura moderna Figura 1.1-B, que atesta a sua beleza, versatilidade e unicidade.



Figura 1.1 – **A)** Templo Horyu-ji (construção mais antiga do mundo em madeira), Nara, Japão (Madeiraestrutural@ 2009); **B)** Metropol Parasol, Sevilha, Espanha (Archdaily@ 2013).

Devido à sua estética, nos tempos que correm, em determinadas aplicações construtivas é vista como um material nobre, sendo um dos materiais de eleição dos arquitetos. Esta característica, associada por vezes a muitas outras, como as suas propriedades térmicas, reflete-se no preço quando utilizada para acabamentos.

1.2 Revolução Industrial

Com a Revolução Industrial, iniciada na Inglaterra em meados do século XVIII, foram proporcionados avanços realizados no domínio dos Materiais. Deste modo, a madeira maciça perdeu o seu lugar de destaque, dando lugar a materiais de características mecânicas bem definidas, como o betão armado e o aço (Barroso, 2012). A utilização destes novos materiais expandiu-se por toda a indústria de construção civil, impulsionando por sua vez avanços consideráveis na área estrutural, tanto a nível teórico como a nível de novos materiais, reduzindo naturalmente a importância da madeira.

Em consequência da Revolução Industrial houve um enorme impulso em toda a indústria de construção, subvertendo todo o paradigma desta área até então. Novos métodos de fabrico, produção, transporte e montagem surgiram, conduzindo a uma redução significativa dos custos de construção, assim como a uma larga disponibilidade de recursos. Exemplos disso são as grandes metrópoles e as grandes obras de arte que tiveram nesse período o seu auge.

Todo este impulso na construção deu azo ao surgimento e ao alargamento de conhecimentos de novos materiais, nomeadamente do betão armado. No início do século XX, a base sólida alcançada possibilitou a elaboração das primeiras bases de cálculo e das disposições construtivas.

Contudo, o protagonismo da madeira maciça não foi abalado em todo o mundo. Nos locais onde este recurso era naturalmente abundante, como na Europa Central e do Norte, no Japão, na Austrália e na América do Norte, manteve a sua importância enquanto material estrutural. Na atualidade, estima-se que cerca de 80% - 90% dos edifícios, até 2 pisos (nomeadamente, moradias unifamiliares) sejam constituídos originalmente por madeira (Barroso, 2012).

Contrariamente, em Portugal, assim como em toda a bacia mediterrânica, a madeira perdeu lugar enquanto opção estrutural. Esta caiu em desuso e passou a ter um papel estrutural mais secundário na construção civil, tornando-se num auxiliar na cofragem de betão armado, entre outras estruturas temporárias (Barroso, 2012).

1.3 Atualidade e Novos Derivados da Madeira

Atualmente, a madeira apresenta um lugar de destaque enquanto material de construção, relativamente aos demais, pois poucos possuem os benefícios ambientais que este dispõe. Além de ser o mais natural dos materiais usados, as suas características únicas fazem da madeira um material muito versátil, tendo por isso um vasto leque de aplicações.

A versatilidade dos seus produtos deve-se também aos inúmeros modos de processamento a que a madeira pode ser sujeita (Figura 1.2), podendo este material ser usado no seu estado bruto aquando da sua extração da natureza, sofrer um reduzido nível de processamento numa pequena serração ou mesmo, entre muitos outros modos, ser altamente processado em produtos derivados da madeira em grandes instalações de produção. Originalmente, era usada diretamente sob a forma de tronco, sem qualquer processamento pós-extração. No entanto, com os crescentes níveis de exigência no ramo da construção, este modo de aplicação deixou de ser viável, impondo-se a secção retangular como solução privilegiada na integração de elementos construtivos, assim como na facilitação das ligações entre eles (Dias, 2010).



Figura 1.2 – Vários graus de processamento da madeira.

Com o surgimento e desenvolvimento de novos materiais derivados da madeira, um novo fôlego foi dado à madeira nas últimas décadas, enquanto solução estrutural e construtiva. Exemplos destes são: a madeira lamelada colada (*Glued Laminated Timber – glulam – GL*), o micro-laminado (LVL), o lamelado cruzado de madeira (XLAM), o contraplacado, os painéis de partículas longas (OSB), os aglomerados de partículas, os aglomerados de fibras, os aglomerados madeira-cimento, entre outros (Dias, 2010).

Novas tecnologias de produção foram capazes de dar a estes produtos uma maior homogeneidade, permitindo caracterizações físicas e mecânicas mais rigorosas (Figura 1.3), aliando-as à beleza única da madeira. Como tal, novos campos de aplicação foram alcançados, uma vez que estes derivados passaram a ter a capacidade de satisfazer as atuais necessidades ao nível de construção.

Os novos materiais derivados da madeira, as necessidades ecológicas da atualidade, o aspeto primário e único da madeira, têm levado a uma procura crescente deste recurso natural e, conseqüentemente, a uma redução gradual da disponibilidade da madeira maciça de grande qualidade (Barroso, 2012).

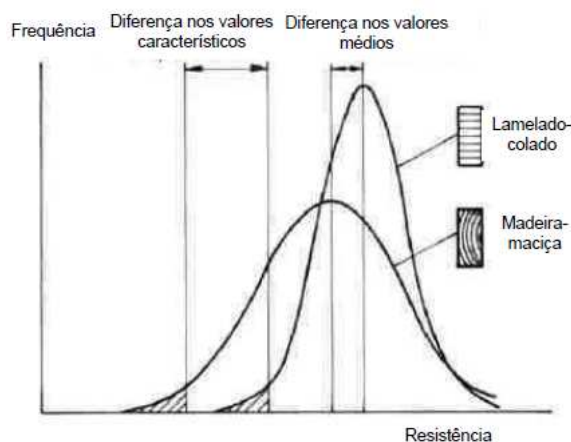


Figura 1.3 – Funções de densidade de probabilidade para madeira maciça e lamelado-colado (Thelandasson & Larsen, 2003).

Mesmo que a madeira seja considerada como um potencial recurso “ilimitado”, na realidade, tal não acontece. Ainda existe uma fração de abate ilegal e as políticas de sustentabilidade ainda não estão devidamente implementadas, logo não se verifica uma compensação sustentável deste recurso. A madeira começa a ser encarada como um recurso cada vez menos disponível e cada vez mais valioso, o que incentiva o desenvolvimento de novas soluções: mantem-se o aspeto natural, melhora-se o desempenho, de modo a reduzir-se o consumo. Esta necessidade contemporânea tem conduzido a uma investigação ao nível da combinação de vários materiais com a madeira, aumentando o desempenho do conjunto, através da colmatação dos defeitos e/ou melhoramento dos vários materiais. Exemplos disso são elementos de madeira fortalecidos com polímeros reforçados com fibras (*Fiber Reinforced Polymers* - FRP) ou elementos reforçados com varões de aço correntes (Barroso, 2012).

Dentro do espectro da madeira enquanto material estrutural, a madeira maciça tem perdido preferência relativamente aos novos produtos derivados, pois estes permitem ultrapassar ou diminuir algumas das grandes fraquezas da madeira maciça. No entanto, esta última ainda é bastante competitiva nas coberturas de pequeno/médio vão, sendo também aplicada num vasto leque de construções, nomeadamente pavimentos, paredes, coberturas e mesmo pontes (Dias, 2010).

Neste seguimento, surge o tema da presente dissertação onde se estuda uma solução para nós de pórticos de madeira em betão armado. Não só se desenha esta como uma potencial solução inicial de conceção, como também uma possível solução na reabilitação de nós de pórticos de madeira em que a degradação da madeira na ligação possa exigir a remoção da mesma, nessa zona.

1.4 Madeira enquanto Material Ecológico

Como já anteriormente referido, hoje em dia, a madeira é considerada como um recurso renovável, podendo ser mesmo um recurso “interminável”. Mas para tal, é necessária a implementação de políticas de sustentabilidade nas florestas, bem como nas empresas responsáveis pelo respetivo corte, potenciando assim, a certificação das mesmas (Forest Products Laboratory, 2010).

Por sua vez, sensivelmente desde a década passada, foi despertada a consciência ecológica global, tendo surgido uma consciencialização geral da importância da mitigação dos impactes diretos e indiretos da construção humana sobre o ambiente. Deste despertar de consciências, surgiu o conceito dos *Green Building* (Figura 1.4), como alternativa à construção convencional, considerando-se assim, na conceção de uma construção, todas as fases do seu ciclo de vida (Forest Products Laboratory, 2010).

Três das principais preocupações deste conceito baseiam-se na redução do consumo energético dos edifícios, redução dos impactos negativos na saúde humana, assim como na seleção de materiais que possuam características ambientais favoráveis, sendo a madeira pautada pela sua sustentabilidade, reduzido o conteúdo energético e o consumo de dióxido de carbono, em comparação com os demais (Forest Products Laboratory, 2010).



Figura 1.4 – Bullitt Center, Seattle, EUA, edifício comercial mais ambiental do mundo (Engenhariacivil@ 2014).

Na época em que a consciência ecológica é omnipresente, os produtos derivados da madeira passaram a ter um lugar cimeiro no ramo da construção. Deste modo, torna-se essencial o estudo e desenvolvimento desta gama de materiais.

1.5 Objetivos da Dissertação

Devido à descontinuidade do fio, os nós de pórticos de madeira maciça ou lamelada colada, se resistentes a momentos, requerem o recurso a dispositivos mecânicos, como parafusos e chapas de aço internas ou externas na zona do nó, e eventualmente a duplicação de uma das barras (geralmente o pilar).

A presente dissertação baseia-se portanto, na modelação numérica em elementos finitos, utilizando o programa ABAQUS, numa ligação inovadora para nós de pórticos de madeira em betão, cuja junção madeira/betão é efetuada através de varões de aço, colados por intermédio de resinas epóxi à madeira.

A modelação centra-se na obtenção e análise do complexo regime de tensões verificada no nó, assim como na validação e análise dos resultados pela comparação dos mesmos com os ensaios experimentais e resultados analíticos disponíveis até à data.

Foram então realizados dois modelos numéricos, um mais simples, isotrópico, e outro mais complexo e aproximado da situação real em que foram consideradas as especificidades dos materiais, nomeadamente a ortotropia da madeira e a reduzida resistência do betão à tração.

1.6 Estruturação da Dissertação

Após a exposição dos motivos justificativos do âmbito desta tese, segue-se uma breve descrição dos vários capítulos que a constituem:

No **Capítulo 2 – Estado da Arte – Ligações em Madeira** destacam-se tipos de ligação, exemplos de estudos que se encontram em desenvolvimento, bem como estatísticas de colapso em estruturas de madeira.

No **Capítulo 3 – Caracterização da Ligação** é apresentada a ligação em estudo.

No **Capítulo 4 – Estudo Analítico da Ligação** apresenta-se um estudo paramétrico, com base analítica, da resistência da ligação.

No **Capítulo 5 – Estudo Experimental da Ligação** é descrito o esquema experimental que serviu de base à presente dissertação.

No **Capítulo 6 – Estudo Numérico da Ligação** são explicados todos os aspetos relevantes à constituição dos modelos numéricos elaborados.

No **Capítulo 7 – Análise e Comparação de Resultados** são apresentados os resultados numéricos obtidos, sendo simultaneamente analisados e confrontados, no final, com resultados experimentais e analíticos.

No **Capítulo 8 – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros** são apresentadas as conclusões obtidas da análise e comparação dos resultados disponíveis, assim como se apresentam algumas sugestões para futuros desenvolvimentos.

2 ESTADO DA ARTE – LIGAÇÕES EM MADEIRA

2.1 Introdução

As ligações cada vez mais devem ser pensadas e concebidas de forma a garantir a máxima capacidade de deformação plástica possível, pois cada vez são mais exigentes as cargas a que são sujeitas. Contrariamente aos pórticos de betão armado e aos metálicos, que asseguram uma ligação viga-pilar monolítica, os pórticos de madeira não conseguem o mesmo efeito, pois apresentam, quase sempre, uma maior capacidade de deformação plástica (Dias, 2010) e impedem a continuidade dos esforços, sobretudo sob flexão, se nos nós existir um brusco desvio da fibra da madeira (Negrão *et al.*, 2014).

Nessa qualidade, atualmente existe a necessidade de ter cada vez mais em conta determinados aspetos, como o tipo de ligadores que transmitem os esforços por ação mecânica sobre a madeira envolvente, a dimensão relativa dos ligadores, o número de ligadores e o tipo de esforços induzidos nos elementos de madeira (Dias, 2010). Regra geral, na madeira verifica-se que o recurso a ligadores metálicos tende a aumentar a ductilidade da ligação, a menor dimensão do diâmetro do ligador quando comparada com a dimensão da peça tende a reduzir a ocorrência de roturas frágeis e o maior número de ligadores de reduzido diâmetro conduz, geralmente, a soluções mais dúcteis que o inverso, bem como os esforços de tração devem ser evitados na direção perpendicular à direção das fibras, uma vez que geram o aparecimento de roturas frágeis e difícil previsibilidade.

Deste modo, nos últimos anos têm sido desenvolvidas várias soluções cujos respetivos tipos de ligadores podem ser genericamente agrupados em três categorias (Dias, 2010):

- **Ligadores tipo cavilha** – caracterizados pela transmissão de esforços essencialmente por flexão. Como soluções comerciais existem os pregos, os agrafos, os parafusos de porca, as cavilhas e os parafusos (Figura 2.1-A);
- **Ligadores de contacto** – caracterizados pela transmissão de esforços principalmente por contacto de elementos de madeira/elementos metálicos com elementos de madeira. Placas denteadas (Figura 2.1-B), anéis, placas circulares, chapas denteadas, placas pregadas e ligações de carpinteiros são exemplos deste tipo de ligadores;

- **Ligadores químicos** – caracterizados pela colagem direta dos elementos de madeira ou indireta através de ligadores metálicos. Do ponto de vista mecânico, são ligações mais eficientes, se garantirem a adequada fiabilidade das mesmas e se não existirem concentrações de tensões significativas. Tais ligações são muito utilizadas na produção de lamelados colados, bem como nas ligações *finger joints* e *glued in bolts* (Figura 2.1-C), associados a ligadores metálicos. As ligações coladas apresentam uma elevada rigidez, no entanto, são bastante sensíveis e exigem um complexo controlo de qualidade.

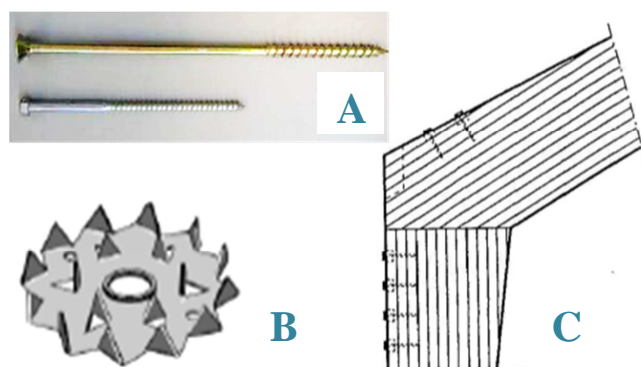


Figura 2.1 - A) Parafusos; B) Placas denteadas; C) Ligações *glued in bolts* (Dias, 2010).

Atualmente, as ligações em estruturas de madeira são ainda dispendiosas, difíceis de executar e de grande flexibilidade, uma vez que se baseiam na deformação lateral dos conectores e na resistência ao esmagamento localizado da madeira (Negrão *et al.*, 2014).

Este tipo de ligações desempenha portanto um peso ainda muito significativo no custo e tempo de execução de uma estrutura de madeira, sendo por isso objeto de constante investigação e desenvolvimento. Apesar da ampla gama de soluções existentes, a otimização das ligações em madeira é uma preocupação constante surgindo anualmente novos desenhos e opções.

Um importante impulso tem sido dado a esta área através duma conferência, de periodicidade bianual, designada por *World Conference on Timber Engineering* (WCTE), onde se apresentam e divulgam internacionalmente os novos desenvolvimentos feitos na área das madeiras, nomeadamente a nível das ligações.

Nestas conferências são conjugados os precedentes da madeira com a criatividade, os novos resultados, as ferramentas de *design* e a tecnologia mais atual da área, de modo a se promover o debate e a divulgação de soluções inovadoras na construção em madeira, bem como o

contribuir para o desenvolvimento de uma construção ambientalmente mais responsável e sustentável (WCTE@ 2014).

Apresentam-se então alguns estudos e novas soluções que têm surgido nos últimos anos.

2.2 Alguns Estudos Recentes em Ligações de Madeira

2.2.1 *Expedient Moment Connections for Large Scale Portal Frame Structures*

A necessidade de grandes vãos, devido à conjuntura atual na construção, tem levado a recentes desenvolvimentos na indústria da madeira de modo a tornar a madeira um produto competitivo junto dos demais alternativos. No entanto, a tecnologia atual associada à madeira, para grandes vãos, ainda é substancialmente desvantajosa quando comparada com o betão e aço, muito devido à instabilidade que se verifica nas suas ligações.

Neste campo, Scheibmair & Quenneville (2010) propuseram e estudaram uma nova ligação reforçada, onde tiveram por objetivo reduzir o tempo de montagem no local, maximizando o trabalho em fábrica, e conseqüentemente redução do custo da própria ligação. Procuraram então um desenho competitivo baseado na simplicidade e usando princípios de ligações já existentes, evitando assim estudos mais profundos acerca do funcionamento da nova ligação, e aplicável aos vários pontos críticos de um pórtico (ligação pilar-fundação, viga-pilar, emendas de viga, ligação de madres, etc.).

A ligação proposta teve por base a um sistema de varões de aço pré-tensionados, aplicados na parte superior e inferior de cada lateral do elemento principal de madeira, varões esses responsáveis pela transmissão de momento na junta através dum binário (Figura 2.2).

Os varões estão inseridos em elementos secundários de madeira que fazem a ligação entre os dois elementos principais a ligar, sendo estes anexados através de parafusos inseridos a 60 graus em relação à carga (Figura 2.2). Esta disposição não só resulta numa necessidade menor do número de parafusos, assim como resulta numa maior rigidez da ligação (Blass & Bejtka, 2001).

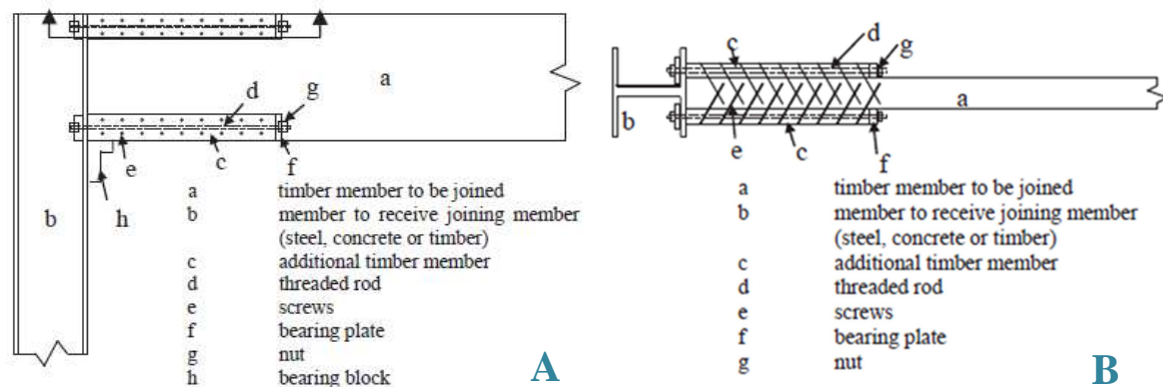


Figura 2.2 – Modelo da ligação proposta entre uma viga de madeira e um pilar metálico: **A)** Vista lateral; **B)** Vista de topo(Scheibmair & Quenneville, 2010).

A colocação dos varões fora da secção transversal do elemento carregado é a grande vantagem desta proposta, uma vez que facilita bastante a sua aplicação assim como evita a redução dessa mesma secção, permitindo que seja utilizada a resistência total dos seus elementos primários. Como futuros desenvolvimentos estes autores pretendem ainda alargar o estudo deste tipo de ligação a vigas de madeira em caixão.

No ensaio estático efetuado para ligação da viga de madeira com um pilar metálico, os autores verificaram que a ligação não só atingiu a resistência de cálculo da viga de madeira ao momento fletor (751 kN.m), como ainda rompeu aos 817 kN.m, demonstrando assim que a resistência da ligação não foi controlada pelos seus componentes mas sim pelo tamanho do elemento e ainda demonstra uma boa ductilidade da mesma, muito importante nestes pontos.

2.2.2 The Quick Connect Moment Connection for Portal Frame Buildings – An Introduction and Case Study

Os mesmos autores, Scheibmair & Quenneville, (2012), desenvolveram ainda, na Universidade de Auckland, Nova Zelândia, outra ligação para estruturas porticadas em madeira designada por *Quick-Connect*. Procuraram obter um desenho que permitisse, mais uma vez, reduzir o tempo de execução da mesma em obra, podendo grande parte da sua manufatura e montagem ser feita em fábrica, reduzindo assim os custos da mesma já que os tempos de execução duma estrutura de madeira estão diretamente ligados ao seu tempo de execução em obra.

Esta ligação permite a típica montagem das grandes estruturas porticadas em madeira, através da elevação da estrutura em grelha. No entanto, indo de encontro ao objetivo da redução dos

tempos de montagem, os autores procuraram que a sua fixação ocorresse em altura, aproximando-as das tradicionais ligações metálicas aparafusadas, e reduzindo assim o tempo de elevação de cada elemento de madeira. Tal consideração tem impacto direto nos custos da grua e nos tempos de mão-de-obra, ao contrário do que acontece com algumas das ligações mais comuns em pórticos de madeira, como sejam as ligações de placas *gusset* pregadas, onde metade do tempo de pregagem é feita no solo e a outra metade em altura.

Com o intuito de a melhorar para mais tarde a poderem comercializar, a ligação foi usada num grande edifício industrial como caso de estudo, tendo sido objeto de discussão por parte da empresa construtora e do cliente com os projetistas da mesma, de modo a se poderem colmatar falhas, dificuldades de aplicação, assim como promover melhoramentos da mesma. A *Quick-Connect* foi também projetada tendo em atenção a maximização dos espaços interiores de estruturas porticadas em madeira, apostando-se por isso no reforço dos membros de madeira, fora dos mesmos e de modo a não reduzir esses espaços.

Caracteriza-se como sendo uma ligação semi-rígida, constituída por um sistema de varões (Figura 2.3) e desenvolvida como alternativa às tradicionais ligações de placas *gusset* pregadas em madeira tendo-se procurado reduzir o número de elementos metálicos na ligação, ao contrário do que se verifica usualmente, reforçando assim o papel estético da madeira.

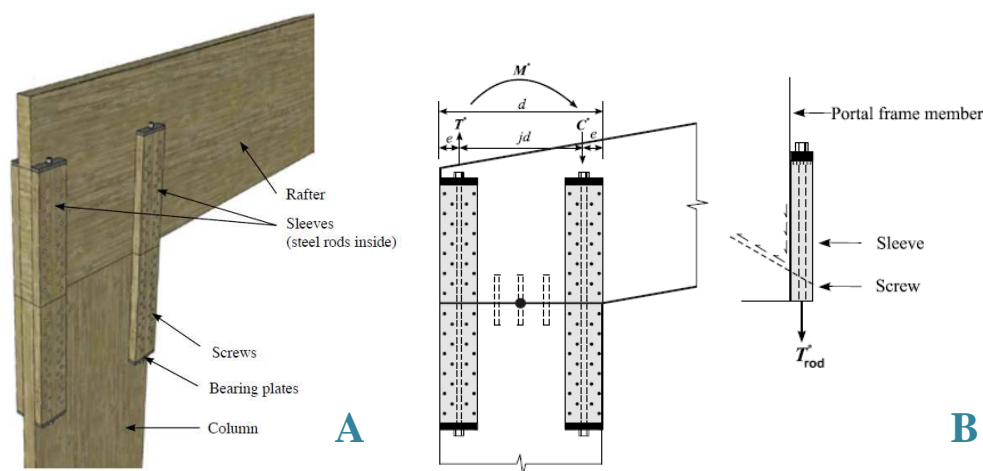


Figura 2.3 – **A)** Ligação *Quick-Connect* para pórticos de madeira; **B)** Esquema de transferência de forças (Scheibmair & Quenneville, 2012).

Aquando do carregamento da estrutura, o conjunto de varões mais exteriores ficam sujeitos a uma força de tração, ao passo que o conjunto interior não é forçado. A força de compressão é transmitida através da interface entre os elementos principais. Deste modo surge um binário de forças que facilitam a transmissão da carga através da ligação. O facto de o reforço ser

colocado exteriormente à ligação faz com que a capacidade resistente dos elementos na ligação não seja reduzida. O reforço exterior consiste na introdução e aperto, *in situ*, de varões de aço em membros de madeira com secção em U, designados por mangas, com uma chapa de suporte em cada extremidade e fixados em fábrica aos elementos principais de madeira através de parafusos compridos de alta resistência e inclinação de 45° , garantindo estes uma eficiente ligação entre as mangas e os membros principais de madeira. Tendo em conta os estudos efetuados por Blass & Bejtka (2001), inicialmente foi considerada uma inclinação de 60% dos parafusos de madeira auto-perfuradores para fixar dois membros laterais de madeira lamelada colada a um membro central, demonstrando que este ângulo apresentava uma capacidade de carga maior. Todavia, em ensaios posteriores e por razões práticas, corrigiu-se esse ângulo para a amplitude de 45° , pois potenciava uma maior resistência e rigidez à ligação aparafusada.

Devido ao reduzido número de componentes necessários nesta ligação, esta é facilmente adaptável a outros pontos dos pórticos, tais como emendas de vigas (Figura 2.4) e vigas em caixão. Nestas últimas, pode ser utilizada no seu interior, tornando-se uma aplicação mais apetecível ao nível arquitetónico por esconder os componentes da ligação. Se necessário poder-se-á adicionar ainda à ligação um sistema de transmissão do esforço transversal através de um conjunto de pequenos varões introduzidos na interface dos membros principais.



Figura 2.4 - Emenda de viga com quatro varões roscados (Scheibmair & Quenneville, 2012).

Apesar do ligeiro aumento de custo comparativamente com a ligação de placas *gusset* pregadas este torna-se desprezável devido à poupança realizada pela redução do tempo de aplicação em obra. Como resultado da experiência adquirida pela aplicação deste tipo de ligação, foram identificados vários pontos a corrigir, como, por exemplo, as tolerâncias admitidas, as dimensões (diâmetro e comprimento), a posição e a, já referida, inclinação dos parafusos.

2.2.3 Moment-Resisting Connections In Laminated Veneer Lumber (LVL) Frames

Houtte *et al.* (2004) estudou a resistência ao momento fletor de várias ligações joelho (*knee*) em micro-laminado (*Laminated Veneer Lumber - LVL*), tendo por base estudos semelhantes anteriormente desenvolvidos para lamelado colado.

A ligação viga-pilar proposta consistiu no atravessamento de varões de aço em vigas de LVL, colados com resina epóxi dentro desta, e enroscados na parte superior do pilar, na direção da fibra de madeira (Figura 2.5). A resistência à tração de elementos de LVL com varões de aço com epóxi paralelos à fibra demonstrou ser excelente, se auxiliados por parafusos auto-perfurantes perpendiculares, que aumentam a resistência do LVL em 25%. Verificou-se no entanto, na maioria de testes de tração perpendicular às fibras da madeira, que a superfície de rotura se dava principalmente na interface madeira-resina epóxi. Deste modo, para a ligação proposta, decidiu-se acrescentar porcas e anilhas nas extremidades dos varões de aço que perfuram perpendicularmente a fibra (na parte da viga).

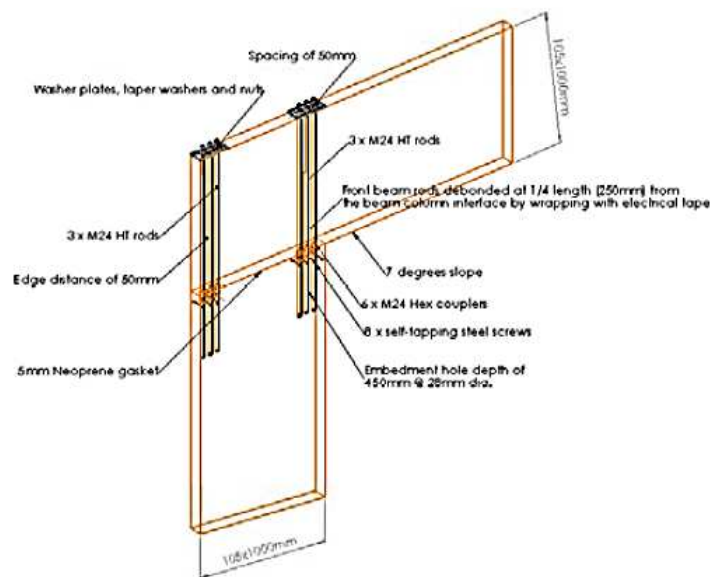


Figura 2.5 - Detalhes da ligação estudada (Houtte *et al.*, 2004).

Pelos resultados dos ensaios efetuados, a ligação proposta demonstrou-se apta enquanto alternativa para pórticos de grande vão. No entanto, sem resina epóxi a mesma apresenta grandes deformações, devendo ser sempre utilizada em conjunto com ela. Esta configuração desenvolve uma resistência à flexão completa para momentos de fecho, não sendo capaz de desenvolver uma resistência completa à flexão para momentos de abertura, pois ocorre rotura

na secção transversal da viga onde os varões estão localizados. É portanto necessário ter em muita atenção aos momentos predominantes para a sua escolha.

2.2.4 Innovative Timber Exhibition Hall in Johor, Malaysia, Constructed from Indigenous Hardwood using Bonded-In Moment-Resisting Connections

Com o intuito de testar a possibilidade e promover o aumento do espectro das condições de aplicação de certos tipos de madeira, nomeadamente em climas tropicais, Smedley *et al.* (2012) decidiram utilizar como caso de estudo a construção de um centro de exposições de móveis e produtos de madeira em Johor Bahru, Malásia, perto de Singapura. Um local onde existem altas condições de humidade e grandes chuvadas, assim como temperaturas que chegam aos 37°C. Desenhado em madeira por um arquiteto local, este centro dispõe duma área de exposições com 4686m², distribuída por três halls, tendo cada um 39 arcos e cada arco sete elementos em lamelado colado de Keruing (*Dipterocarpaceae*) pré-furados e ligados internamente por varões de aço galvanizados colados com uma resina epóxi, varões esses soldados a placas de aço separadoras com 15mm de espessura (Figura 2.6).

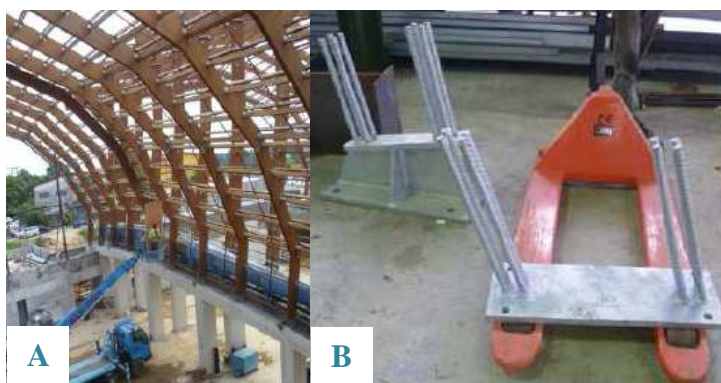


Figura 2.6 – **A)** Secções de arcos lamelados colados aparafusados numa estrutura de betão; **B)** varões de aço galvanizado soldados às placas conectoras (Smedley *et al.*, 2012).

Uma vez que a estabilidade das ligações internas a longo termo, sob condições de temperatura e humidade elevadas, se encontra em avaliação foram monitorizadas em pontos críticos, a temperatura ambiente, a temperatura na superfície do lamelado colado, na resina epóxi junto aos varões e nas superfícies das placas conectoras. Pretendendo-se relacionar a fluência das juntas adesivas com as temperaturas medidas. À data da publicação do artigo referido (Smedley *et al.*, 2012), a temperatura nas zonas ligadas tem coincidido com a temperatura ambiente. As conclusões serão apresentadas a seu tempo.

2.2.5 Development of the High-Strength and High-Ductility Timber Framed Joints using Drift Pins and Fiber Reinforced Plastics

Enquanto material anisotrópico, um dos problemas da madeira que mais condiciona o seu dimensionamento prende-se com grande variação das suas propriedades resistentes em função da direção. Sendo uma das mais problemáticas a resistência à tração na direção perpendicular às fibras. Deste modo, torna-se fundamental ter especial atenção a estes pontos fracos, particularmente quando se fala de dimensionamento sísmico. Com o objetivo de reforçar essas fraquezas, Matsumoto *et al.* (2012) propuseram o estudo de uma ligação com características de alta resistência e de elevada ductilidade, baseada numa chapa fixa por cavilhas e envolvida por folhas de polímeros reforçados com fibras (FRP), endurecidos por raios-ultravioleta e colados na superfície dos elementos de madeira.

As folhas de FRP (Figura 2.7), reforçadas por acrilato de epóxi e posteriormente expostas a luz ultravioletas, são fáceis de trabalhar, o que simplifica imenso a sua aplicação na madeira e permite tempos reduzidos de montagem. Para o estudo das folhas de FRP foram efetuados ensaios de durabilidade e ensaios de exposição ao ambiente natural (fora do laboratório), seguidos de ensaios de corte duplo. Para comparação de resultados foram utilizadas ligações com chapa em V (*V-Plate*), dos quais se constatou uma maior durabilidade para os provetes de FRP, uma vez que a não houve uma redução tão significativa da carga máxima inicial como aquela verificada nos provetes com chapas V (Figura 2.7).

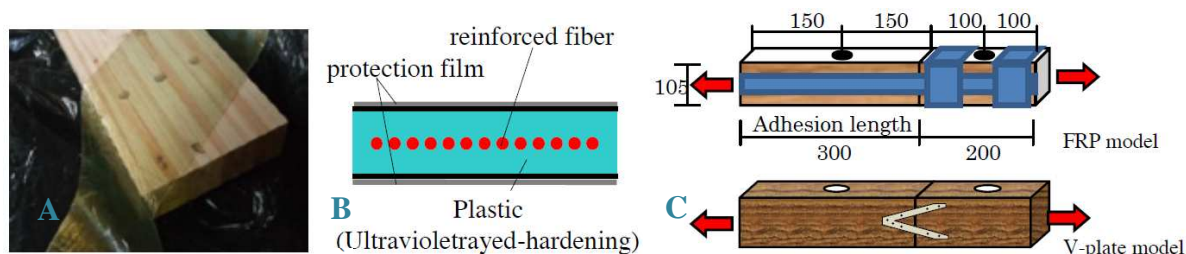


Figura 2.7 – **A)** Folha FRP endurecida por ultravioleta; **B)** Secção transversal da folha FRP; **C)** Ensaios de corte duplo (Matsumoto *et al.*,2012).

Neste estudo, as folhas de FRP foram utilizadas como o intuito de aumentar a rigidez inicial duma ligação viga-pilar, através do aumento da resistência à tração da madeira, e introduzidos elementos metálicos para aumentar a ductilidade da mesma (Figura 2.8). Tais expectativas foram demonstradas, verificando-se assim o aumento da durabilidade das regiões, bem como o significativo da rigidez inicial das ligações de madeira, onde as folhas de FRP foram aplicadas.

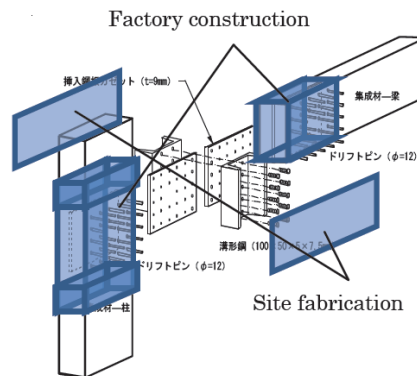


Figura 2.8 - Ligação viga-pilar com chapa de aço fixa por *drift-pins* e envolvida em folhas FRP (Matsumoto *et al.*, 2012).

2.2.6 Development of Moment-Resisting Joint Systems using Lagscrewbolts

Hoje em dia, verifica-se o uso em larga de *drift-pins* com placas *gusset* para ligações resistentes a momentos em estruturas constituídas por madeira lamelada colada. No entanto, além de consumirem muito aço, são ligações de cálculo algo complexo. Como resposta à necessidade de ligações mais simples e económicas, foi desenvolvido um novo tipo de conector, designado por *lagscrewbolt* (Figura 2.9), LSB, (Nakatani *et al.*, 2006), que até ao momento se tem demonstrado um potencial substituto.

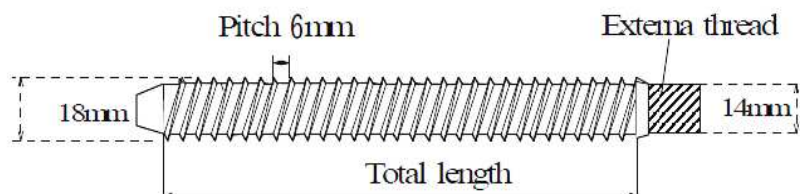


Figura 2.9 - Detalhes de um *lagscrewbolt* (Nakatani *et al.*, 2006).

No entanto, vários ensaios têm demonstrado que este novo tipo de ligador tem uma rotura bastante frágil. Assim sendo, e uma vez que a resistência ao arrancamento dos conectores é a sua principal característica, Nakatani *et al.*, (2006), inspirados no tradicional ligador japonês em madeira, “*Chigiri*”, propuseram uma nova solução de ligação com LSB, usando para isso uma porca especial, uma placa de aço e um ligador especial em aço (Figura 2.10). Este novo sistema surgiu com o intuito de prevenir a rotura frágil do LSB assim como fazer uso da deformação dúctil dos conectores especiais.

Em ambas as soluções apresentadas por (Nakatani *et al.*, 2006) e Komatsu *et al.*, (2008), os resultados teóricos aproximam-se bastante dos experimentais, que indiciam o aparecimento de modelos teóricos fiáveis que poderão servir de base a uma normalização deste tipo de ligações com LSB.

2.2.8 Development of Ductile Moment-Resisting Joint Based on a New Idea for Glulam Portal Frame Structures

No Japão, em Maio de 2010 foi proclamada uma nova lei chamada “Promovendo Estruturas de Madeiras em Edifícios de Baixa Estatura” que veio dar impulso ao desenvolvimento de novas soluções para este tipo de edifícios. Neste seguimento surgiu a necessidade de se desenvolver novos sistemas de ligação entre elementos de madeira resistentes a momentos, tendo como critérios: elevada rigidez inicial; ponto de cedência definido; resistência última controlável; boa performance na absorção de grande quantidade de energia (ductilidade); facilidade de reparação depois de sujeita a fortes sismos; baixo busto; versatilidade nas tecnologias existentes. Assim, para ir de encontro a estas necessidades, foi desenvolvido um novo conceito de ductilidade em sistemas resistentes a momentos para madeiras lameladas coladas (Komatsu *et al.*, 2012). Este novo método teve por base a resistência à fricção de chapas de topo na pré-cedência e a resistência ao esmagamento da ligação de aço aparafusada, na pós-cedência (Figura 2.12-A e B).

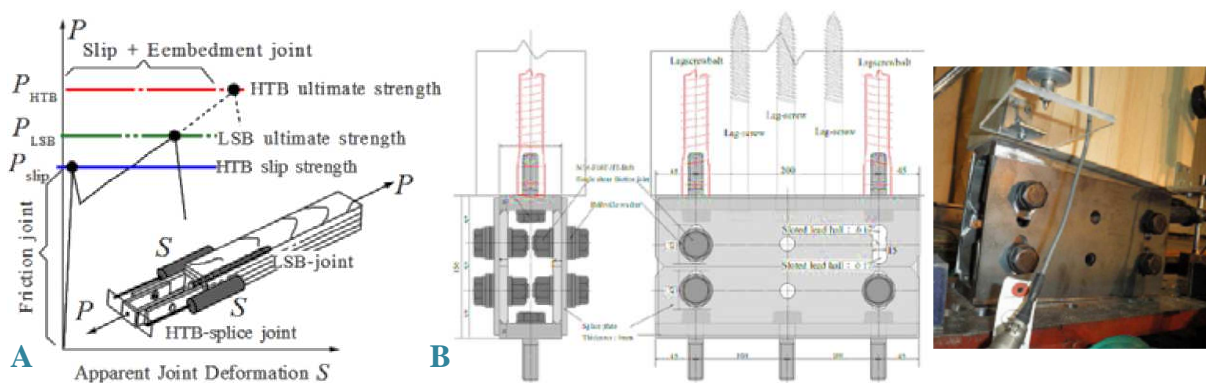


Figura 2.12 – **A)** Comportamento força-deformação das ligações convencionais de LBS com placas de topo aparafusadas; **B)** Detalhes da ligação proposta (coluna-fundação) (Komatsu *et al.*, 2012).

Neste tipo de ligação (Figura 2.12), como os parafusos de porca de alta resistência (*high tension bolts* - HTB) são quase rígidos, apenas a deformação elástica entre os *lagscrewbolts* (LSB) e o lamelado colado afetam a rigidez inicial da ligação (em muito pequena quantidade, uma vez que a rigidez inicial da ligação é bastante elevada). Após ser atingida a carga a partir

o parafuso entra em contacto com a chapa, começando este a deslizar (P_{slide}), existia, usualmente, um decréscimo abrupto na força de tração (acompanhado de um som forte), Figura 2.12-A, que voltava a crescer após uma certa deformação. Para suavizar essa transição foi aplicada a configuração apresentada aos furos dos HTB (Figura 2.13-A), de modo a que o estreitamento introduzido conduza a um consumo elevado de energia aquando do deslizamento do HTB. Logo, após o deslizamento do parafuso, esta ligação passa a descrever um comportamento de transição suave (Figura 2.13-B).

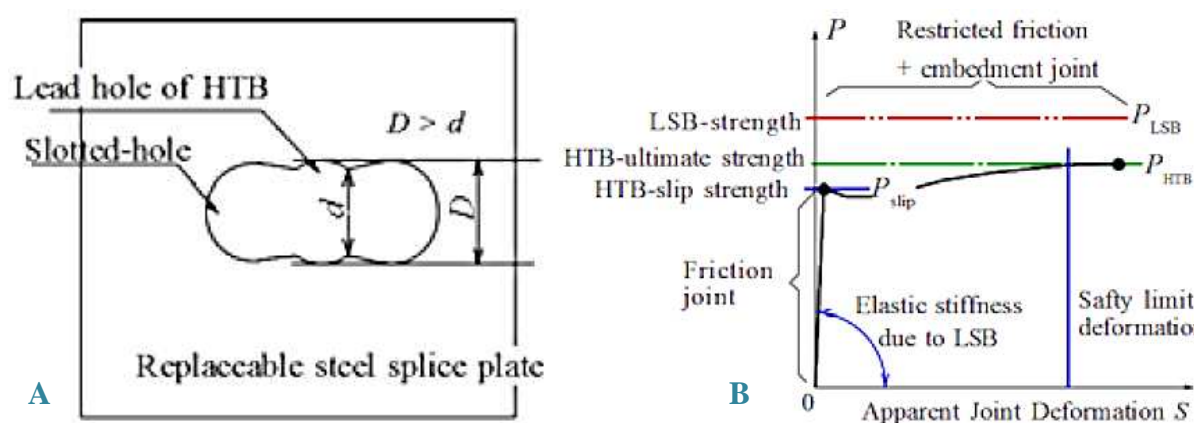


Figura 2.13 – **A)** Furos adaptados para os HTB; **B)** comportamento força-deformação da ligação modificada de LBS com placas de topo aparafusadas (Komatsu *et al.*, 2012).

Nos ensaios realizados, a ligação coluna-fundação, a ligação viga-coluna e os pórticos ensaiados apresentaram, conforme esperado, uma elevada rigidez inicial e uma boa ductilidade, assim como a análise não-linear dum modelo em elementos finitos previu também de forma adequada o comportamento real verificado nos pórticos ensaiados (elevada rigidez inicial, boa ductilidade e ponto de cedência bem definido), verificando-se, deste modo, o cumprimento de quase todos os requisitos impostos e o desenvolvimento de novas soluções para edifícios baixa estatura em locais de elevada sismicidade.

2.2.9 Considerações Finais

É notório a necessidade de novas soluções face às tradicionalmente usadas no que toca a ligações de madeira. Os vários estudos que têm surgido nos últimos anos centram-se sobretudo na procura duma ligação com rigidez inicial, ductilidade, durabilidade e resistência elevada. No entanto, os investigadores têm em atenção a demanda de soluções económicas, de fácil e rápida aplicação, que as tornem competitivas face ao mercado atual.

O progresso nesta área tem sido obtido sobretudo pela conjugação de outros materiais com a madeira, nomeadamente elementos de aço (responsáveis pelo aumento de ductilidade nas ligações de madeira, que *per si* carecem), como sejam varões, parafusos, *lagscrewbolts*, etc., betão, resinas epóxis, novos polímeros, toda uma variedade de outros recursos que procuram colmatar as deficiências da madeira ou mesmo melhorá-las.

2.3 Estatísticas de Colapsos

Não só o conhecimento teórico das ligações é importante como se deve ter em conta o seu comportamento real em serviço. É portanto de extrema importância uma análise dos colapsos e maus funcionamentos em estruturas de madeira pois proporcionam uma série de dados essenciais e críticos que devem ser tidos em consideração para evitar no futuro tais incidentes.

Apresenta-se de seguida um estudo realizado nos países escandinavos (Frühwald *et al.*, 2007), onde foram tomadas e analisadas 127 ocorrências de colapso em estruturas de madeira.

Como se verifica pela Figura 2.14, 16% dos colapsos deram-se nas ligações. Entre os motivos dos mesmos, refira-se o arrancamento dos ligadores e a tração perpendicular às fibras.

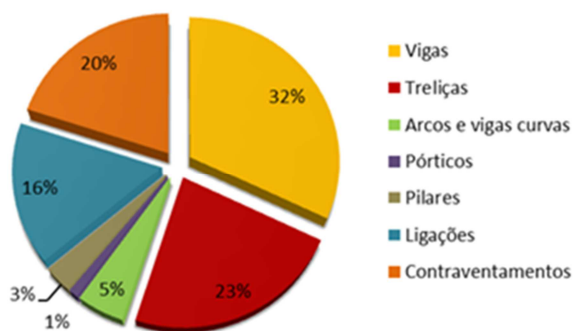


Figura 2.14 – Elementos em que ocorreu colapso (Frühwald *et al.*, 2007).

No estudo referido está patente que grande parte dos colapsos se dão por erro humano, seja por erros de conceção, análise estrutural, pormenorização, entre outros. Perante estes dados torna-se essencial que o projetista de estruturas de madeira tenha que ter em atenção todo o conjunto de especificidades da madeira e condições locais, assim como deve ser rigoroso e ter em conta todas as variáveis relevantes nos projetos a elaborar, nomeadamente a nível de ligações.

3 CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO EM ESTUDO

3.1 Introdução

Um dos recursos mais largamente utilizados na construção atual é o betão armado, uma vez que se apresenta como um material de baixo custo, não requerendo mão-de-obra muito especializada na sua aplicação. Aliado ao seu baixo custo vem a sua flexibilidade de aplicação, uma vez que pode ser adaptado a diversas formas e dimensões, tanto em obra como em pré-fabricação. Além disso, a sua ampla utilização no século XX, ainda verificada na atualidade, permitiu que fosse alcançada uma base sólida e alargada de conhecimento acerca deste material, tanto pelos desenvolvimentos e compreensão do seu funcionamento, assim como pela experiência internacional na aplicação do mesmo. Deste modo, continua a ser um material competitivo e ainda objeto de desenvolvimento, pois o aparecimento de novos materiais de reforço, continua a ajudar à melhoria das características do betão. Os varões de aço usualmente utilizados como armaduras também se encontram no mercado a custo acessíveis, sendo os responsáveis pelas boas características de tração do betão armado e, quando nervurados, apresentam muito boas características de aderência, que proporcionam uma adequada transmissão de esforços ao betão. Observando com atenção todos estes aspetos sob o ponto de vista competitivo, nomeadamente a nível de custos, facilidade de execução e desempenho mecânico, o betão armado insurge-se como potencialmente viável na execução de nós de continuidade em pórticos de madeira maciça e derivados, por meio de uma colagem das extensões dos varões do nó de betão armado às extremidades dos elementos a unir, viga e pilar, por intermédio de resinas epóxi de aplicação estrutural, cujo desenvolvimento nos últimos tempos tem aberto novas portas às ligações de madeira.

Neste seguimento, surge então o estudo de uma nova ligação para nós de pórticos de madeira, mediada através de betão armado (Figura 3.1 A) e B)), como uma solução alternativa aos tradicionais nós resistentes a momentos que, devido à descontinuidade do fio, requerem usualmente o recurso a dispositivos mecânicos, como parafusos e chapas de aço internas ou externas na zona do nó, e eventualmente a duplicação de uma das barras (geralmente o pilar).

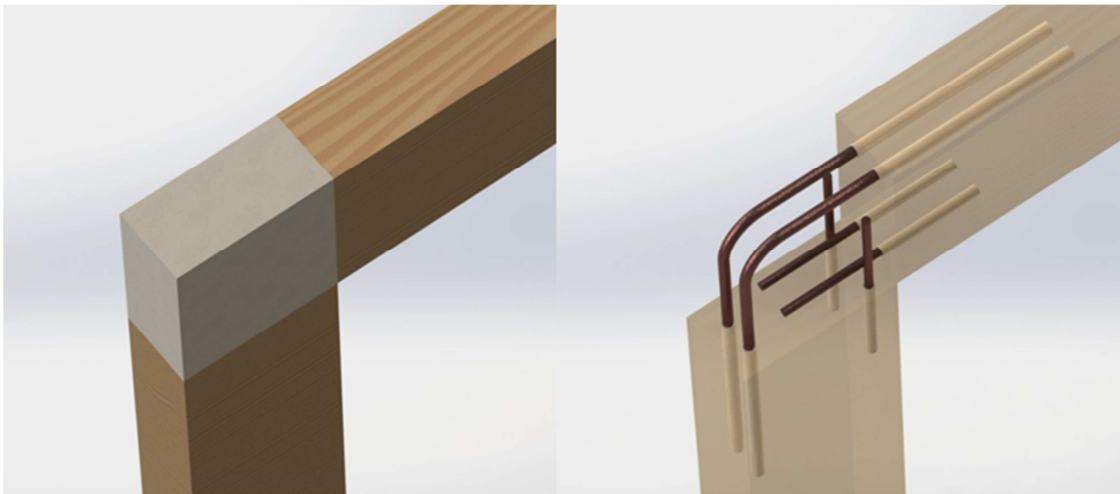


Figura 3.1 – Pormenor do nó de ligação.

Comparativamente às soluções correntes, esta apresenta-se com:

- Baixo custo;
- Baixo requisito de especialização de mão-de-obra;
- Elevada rigidez inicial;
- Ligação lateral plana entre viga e pilar, maximizando assim o espaço interior do pórtico;
- Elevada percentagem de execução em pré-fabricação;
- Uso de materiais correntes;
- Simplicidade de execução.

3.2 Descrição da Ligação

3.2.1 Geometria

A ligação em estudo baseia-se na betonagem do nó de ligação viga-pilar, com dois varões de aço curvados dentro do betão responsáveis pela transmissão e da redirecção da componente de tração proveniente da viga de madeira para o elemento pilar, mais quatro varões construtivos, dois verticais e dois horizontais, embutidos no betão e colados, através de uma resina epóxi, à madeira (Figura 3.2)

3.2.2 Material

3.2.2.1 Betão

O betão utilizado para a execução do nó do modelo analisado (Figura 3.4), segundo os ensaios efetuados, enquadra-se na classe C80/95 (Quadro 3.1). A opção por um micro-betão de alta-resistência teve por base a necessidade de reduzir o volume de vazios no nó de modo a evitar a influência acentuada destes no desempenho do material, uma vez que por si só o nó já teria um volume reduzido. Também o elevado campo de tensões previsto pesou na escolha de um betão de alta-resistência.

Quadro 3.1 – Características de resistência e deformação do betão C80/95.

f_{ck}	80 MPa	$f_{ctk,0,05}$	3.4 MPa
$f_{ck,cube}$	95 MPa	$f_{ctk,0,95}$	6.3 MPa
f_{cm}	88 MPa	ε_{c1}	2.8 ‰
f_{ctm}	4.8 MPa	ε_{cu1}	2.8 ‰
E_{cm}	42 GPa		

f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos com 30 cm de altura por 15 cm de diâmetro, aos 28 dias de idade
$f_{ck,cube}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos com 15 cm de lado, aos 28 dias de idade
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos com 30 cm de altura por 15 cm de diâmetro, aos 28 dias de idade
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples de provetes cilíndricos com 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, aos 28 dias de idade
$f_{ctk,0,05}$	valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples, quantilho 5%
$f_{ctk,0,95}$	valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples, quantilho 95%
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
ε_c	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c [segundo relação tensão-extensão adoptada na NP EN 1992-1-1 (2010)]
ε_{cu}	extensão última do betão à compressão [segundo relação tensão-extensão adoptada na NP EN 1992-1-1 (2010)]

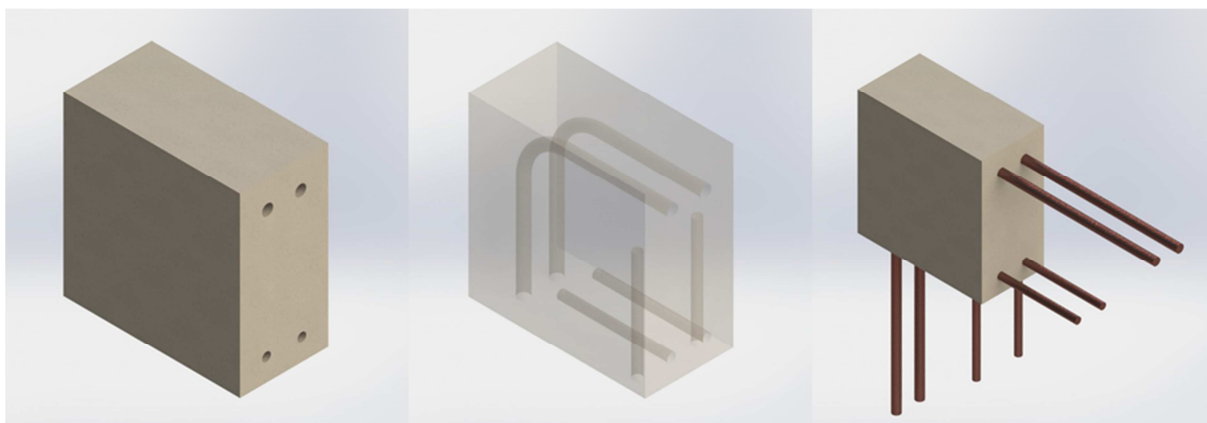


Figura 3.4 – Nó de betão.

Dos cinco provetes cúbicos, de 200 mm de aresta, produzidos do mesmo betão utilizado na betonagem dos nós, dois foram ensaiados à compressão aos 7 dias e os restantes três aos 28 dias, cujos valores médios se apresentam no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Valores médios de resistência à compressão dos provetes cúbicos ensaiados

	7 dias	28 dias
Nº Provetes	2	3
$f_{cm,cube,exp}$	82,5 MPa	95,6 MPa
Coeficiente de Variação	≈ 0 %	5%
$E_{cm,exp}$	41,440 GPa	43,311 GPa

$f_{cm,cube,exp}$ valor médio experimental da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos com 200 mm de lado [MPa]

$E_{cm,exp}$ módulo de elasticidade médio experimental do betão

Estimou-se então a tensão de rotura do betão à compressão em função do tempo, até aos 28 dias, usando-se para o efeito $f_{ck,cube} = 95 \text{ MPa}$, e comparou-se a curva respetiva com os valores obtidos através dos ensaios (Figura 3.5-A).

$$f_{ck,cube}(t) = \beta_{cc}(t)f_{ck,cube} \quad (3.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

- $f_{ck,cube}(t)$ valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos com 15cm de lado, à idade de t dias;
 $\beta_{cc}(t)$ coeficiente que depende da idade do betão t ;
 t idade do betão, em dias;
 s coeficiente dependente do tipo de betão:
 =0.25 para cimento das classes de resistência CEM 32.5 R, CEM 42.5 N (Classe N)

Assim como se estimou o módulo de elasticidade em função do tempo e se comparou com os resultados médios experimentais (Figura 3.5-B).

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.3} E_{cm} \quad (3.3)$$

$E_{cm}(t)$ módulo de elasticidade secante do betão, à idade de t dias

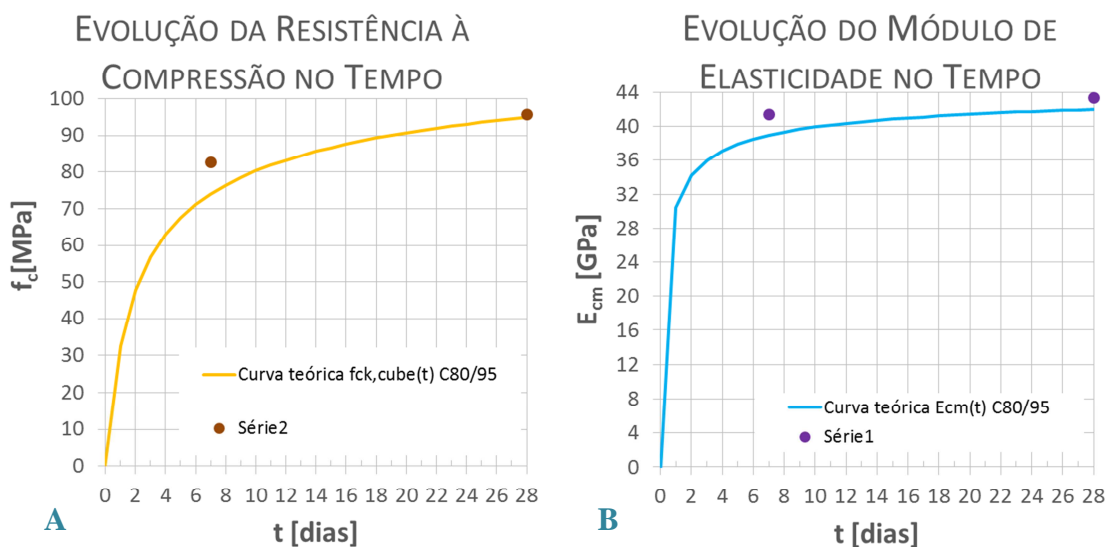


Figura 3.5 – **A)** Evolução da resistência à compressão no tempo; **B)** Evolução do módulo de elasticidade no tempo.

Confrontando os valores obtidos através dos ensaios com os das curvas teóricas disponibilizada pelas expressões da NP EN 1992-1-1 (2010), verificou-se uma boa aproximação entre estes, permitindo enquadrar o betão ensaiado na classe C80/95.

Ainda segundo a NP EN 1992-1-1 (2010), o coeficiente de Poisson do betão pode ser considerado igual a $\nu = 0,2$ para betão não fendilhado e igual a 0 para betão fendilhado e segundo a NP EN 1992-1-1:2010, ainda que não seja relevante para o caso em estudo, o coeficiente de dilatação térmico poderá ser considerado igual a $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

Sendo este um betão normal, segundo a NP EN 1991-1-1 (2009), o seu peso volúmico, $\gamma_{betão}$, é de $24,0 \text{ kN/m}^3$, no entanto tendo a composição do betão discriminada foi determinada a sua massa volúmica (Quadro 3.3).

Quadro 3.3 – Composição do microbetão usado (Gonçalves, 2014).

		Volume aparente de argamassa		
		1 m ³		0,0486 m ³
		Massas [kg]	Volumes [litros]	Massas [kg]
Ligantes	CEM II A-L 42,5R	682,7	221,6	33,2
	Cinzas Volantes	0,0	0,0	0,0
Adjuvantes	Superpl. BASF	6,8	6,5	0,332
Fibras	Dramix	0,0	0,0	0,0
Agr.	Ag.1 AM 0/4	717,9	274,0	34,9
	Ag.2 AM 0/4	717,9	274,0	34,9
Água de amassadura		183,8	183,8	8,9
Água adicional para absorção		0,0	0,0	0,0
Ar		-	40,0	-
Somas:		2309,1	1000,0	
Massa volúmica:		2309		kg/m ³

3.2.2.2 Aço A400 NR

Para as armaduras foi utilizado um aço A400 NR, correntemente usado em Portugal. Recorreu-se a dois tipos de varões nervurados, os primeiros de 10 mm, varões com o verdadeiro papel estrutural, e os segundos de 8mm, com função de apenas assegurar o alinhamento e travamento do betão com a madeira aquando do ensaio (Figura 3.6). As suas disposições foram indicadas no subcapítulo 3.2.1.



Figura 3.6 – Pormenor das armaduras.

Este tipo de aço, laminado a quente, apresenta as características tabeladas apresentadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Características do aço A400 NR segundo a NP EN 1992-1-1(2010).

A400 NR			
Classe	B	$f_{y,max}$	$\leq 1,3 f_{yk}$
f_{yk}	400 MPa	E_s	200 GPa
$k=(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,08$	ρ_s	7850 kg/m ³
ϵ_{uk}	$\geq 5,0\%$		

- f_{yk} valor característico tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
- f_{tk} valor característico tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado
- ϵ_{uk} valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado
- $f_{y,max}$ valor real da tensão de cedência máxima
- E_s valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura
- ρ_s massa volúmica do aço das armaduras

Sendo um material de características mecânicas com variabilidade de reduzida, foram tomados os valores indicados no Quadro 3.5 para a sua modelação no programa, não se justificando ensaios para este material.

Quadro 3.5 – Características mecânicas assumidas.

$f_{y,max}$	$1,1 f_{yk} = 440 \text{ MPa}$
$k=(f_t/f_y)$	1,08
f_t	475,2 MPa
ε_u	5,00%

Foi então considerado o diagrama bi-linear com o ramo superior inclinado para efeitos de modelação do aço.

3.2.2.3 Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster, Aiton*)

A nível dos elementos de madeira, foi utilizada madeira maciça de Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster, Aiton*), uma variedade portuguesa do Pinheiro Marítimo. Proveniente de árvores de folha persistente, o pinheiro é classificado como sendo uma madeira resinosa, um tipo de madeira mais branda que as provenientes de árvores de folha caduca, madeira folhosa.

Para o modelo a ensaiar e sob o qual recai este estudo numérico, foram usadas secções 160x80mm para a viga e pilar, com comprimento de 1000mm, furados nos topos para a inserção e colagem dos varões (Figura 3.7).

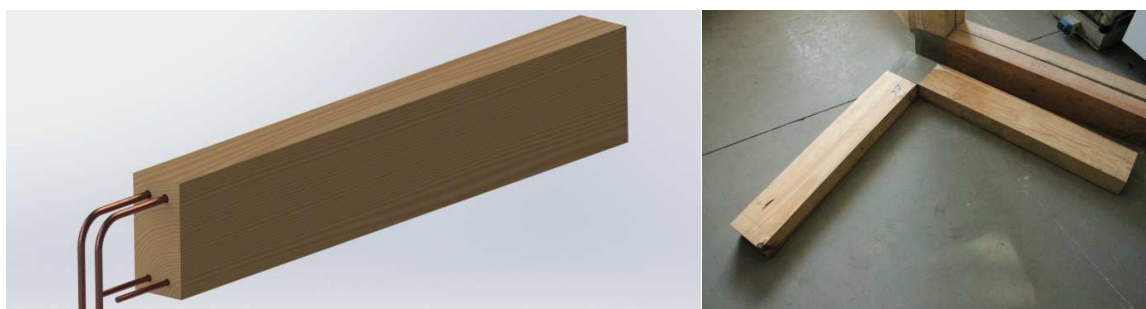


Figura 3.7 – Elementos de Pinheiro Bravo.

Das madeiras nacionais é a única com classificação para uso estrutural (NP 4305, 1995), dividindo-se em duas classes de qualidade: E-Estruturas e EE-Especial para Estruturas. Segundo a EN 338 (2003) a classe de qualidade E é reconhecida pela EN 1912 (2004) como fazendo parte da classe resistente C18. Ainda que a de classe EE não seja reconhecida nesta classificação, ela correspondente sensivelmente a uma classe C35. Visualmente, segundo os critérios da NP 4305 (1995), os elementos de madeira usados enquadram-se na classe de

qualidade E, surgindo dúvidas quanto ao seu enquadramento na classe EE (Negrão *et al.*, 2014).

Devido então à anisotropia acentuada da madeira, aliada à sua elevada variabilidade a nível de propriedades resistentes, houve uma clara necessidade de ensaiar o material usado. No entanto, à data desta dissertação tais ensaios ainda não foram realizados, pelo que se adotaram e se adaptaram os valores médios conhecidos. Pelo seu desempenho nos ensaios da ligação, a madeira sugere ter propriedades resistentes que mais se aproximam da classe EE (uma vez que existe uma discrepância ainda elevada entre as duas classes) tendo-se optado por utilizar as propriedades desta para efeitos de modelação.

Quadro 3.6 – Valores característicos das propriedades mecânicas de Pinheiro Bravo (LNEC-M2, 1997).

Propriedades Mecânicas		Classe de Qualidade	
		EE	E
(Valores característico)			
Flexão estática (N/mm ²)	$f_{m,k}$	35	18
Tracção paralela às fibras (N/mm ²)	$f_{t,0,k}$	21	10,8
Tracção perpendicular às fibras (N/mm ²)	$f_{t,90,k}$	0,49	0,46
Compressão paralela às fibras (N/mm ²)	$f_{c,0,k}$	24,7	18
Compressão perpendicular às fibras (N/mm ²)	$f_{c,90,k}$	7,3	6,9
Corte (N/mm ²)	$f_{v,k}$	3,4	2,0
Módulo de elasticidade (kN/mm ²)			
Paralelo às fibras			
(Valor médio)	$E_{0,mean}$	14	12
(Valor característico)	$E_{0,05}$	9,38	8,0
Perpendicular às fibras (Valor médio)		$E_{90,mean}$	0,46
		0,46	0,40
Módulo de distorção (kN/mm ²)		G_{mean}	0,87
		0,87	0,75
Massa volúmica (kg/m ³)			
(Valor médio)	ρ_{mean}	610	580
(Valor característico)	ρ_k	490	460

3.2.2.4 Resina

Para a colagem dos varões de aço aos elementos de madeira foi utilizada a Icosit® K 101 TW, da Sika® AG, material à base de resinas epóxis (Sika, 2011). A sua escolha deveu-se não só à sua disponibilidade e desempenho noutras aplicações em laboratório, mas também aos bons resultados reportados de ensaios ao arranque de varões de aço em madeira de pinho, com características semelhantes ao seu uso presente (Morgado, 2013). Apesar de ser catalogado como um material de revestimento, possui boas características estruturais, daí a sua utilização. Esta resina de cor branca é fornecida em 2 componentes pré-doseados que após mistura apresentam uma massa volúmica de aproximadamente $1,42\text{kg/dm}^3$. Segundo a sua ficha técnica tem uma resistência ao arrancamento de cerca de 3N/mm^2 , com rotura coesiva no betão (com 28 dias). Relativamente à madeira não apresenta quaisquer indicações, no entanto, para o fim a que se destina é suficiente.

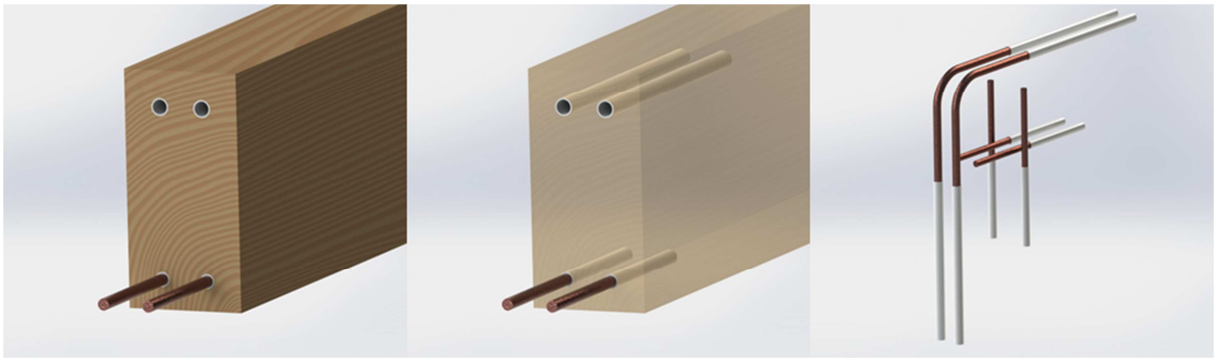


Figura 3.8 – Locais de aplicação da resina.

A nível de aplicação, como qualquer material semelhante, tem indicações na ficha técnica que devem ser respeitadas para um usufruto pleno das suas potencialidades, nomeadamente a nível do período restrito de aplicação após mistura dos componentes, pois sendo um material com viscosidade decrescente no tempo, deve ser utilizada imediatamente. Nas condições corretas é de fácil aplicação devido à sua fluidez, tendo-se mostrado no seu derrame para os furos da madeira a ensaiar, garantindo uma adequada colagem sem falhas, particularmente uma vez que evita a formação de bolhas de ar.

Refira-se apenas que, para uma possível futura modelação mais rigorosa da ligação em estudo, ensaios ao arrancamento com varões e a madeira usada são aconselhados.

4 ESTUDO ANALÍTICO DA LIGAÇÃO

4.1 Introdução

Como em qualquer nova ligação, houve necessidade de determinar analiticamente uma previsão de resistência da mesma. Para isso foi efetuado um estudo paramétrico (Negrão *et al.*, 2014) tendo como variáveis o diâmetro dos varões estruturais, assim como a resistência à compressão do betão e à flexão da madeira. A nível da secção transversal, este foi considerado como parâmetro fixo, tendo-se usado as dimensões do provete experimental, 160x80mm, apesar da secção para pórticos de madeira lamelada colada ser usualmente maior, onde esta solução apresenta um maior potencial.

Foram determinados os valores médios do momento resistente para uma comparação com os resultados experimentais e numéricos, assim como os valores de cálculo para avaliar o grau de segurança aquando do seu dimensionamento para estados limites últimos.

Esses momentos resistentes foram então determinados para a madeira e para o betão na interface destes dois materiais, assim como para a secção da madeira sem armadura.

Os resultados obtidos são meramente indicativos uma vez que não conseguem ter em conta a complexidade de tensões de se verifica no nó de betão, tendo portanto sido considerados algumas simplificações. Por este motivo surgiu a necessidade de uma análise numérica, objeto desta dissertação, com o intuito de se puder analisar com maior rigor o campo de tensões destes elementos.

4.2 Modelo Analítico e Resultados

O modelo analítico suporta-se então no princípio das secções planas e considera as diferentes leis constitutivas de ambos os materiais que, para as mesmas extensões, irão naturalmente apresentar um regime de tensões diferente.

Na interface madeira/betão do lado da madeira, apesar de esta ter capacidade resistente à tração, tal não foi considerada uma vez que nesta zona, a transmissão deste tipo de esforço vai ficar a cargo exclusivamente dos varões, já que se verifica um afastamento entre a madeira e o

betão na zona tracionada. Deste modo, nesta interface admite-se que tanto a madeira como o betão, só transmitem e estão sujeitos a esforços de compressão.

Como se demonstra na Figura 4.1-A, na zona comprimida foi admitida uma relação linear de tensões-extensões para a madeira e admitida a relação parábola-retângulo definida na NP EN 1992-1-1 (2010) para o betão, onde foram usadas as extensões ϵ_{c2} e ϵ_{cu2} (Figura 4.1-B). Para a madeira usaram-se as propriedades mecânicas da norma EN 338 (2003) e para o betão da NP EN 1992-1-1 (2010).

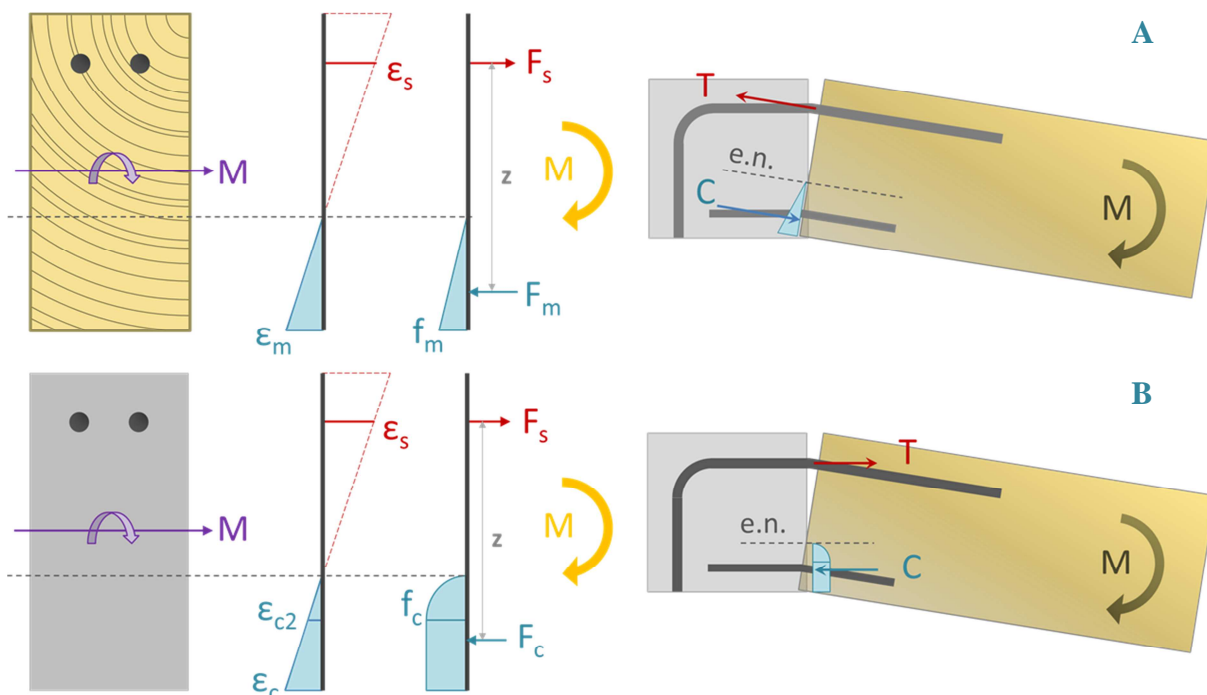


Figura 4.1 – Distribuição de tensões na interface: **A)** da madeira; **B)** do betão.

O estudo foi efetuado separadamente para o lado da madeira e para o lado do betão, não tendo havido compatibilização de extensões entre ambos. Tem-se portanto uma estimativa isolada do momento resistente de cada lado, segundo o tipo de material e as dimensões dos varões.

Naturalmente esta análise implica que para o momento resistente determinado existam eixos neutros com posições e regimes de tensões diferentes. No entanto, são valores resistentes para cada material e não para a solução conjunta, sendo estas incongruências perfeitamente justificáveis.

Apresentam-se então os valores obtidos no Quadro 4.1, Quadro 4.2 e Quadro 4.3.

Quadro 4.1 – Momento resistente médio ($M_{R,m}$) e de cálculo ($M_{R,d}$) – Secção de betão armado na interface (kN.m) (Negrão *et al.*, 2014).

		Classe de Resistência do Betão																							
		C20/25		C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60		C55/67		C60/75		C70/85		C80/95			
$2 \times \phi$ [mm]		M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M		
		R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d		
8		5.1	4.1	5.1	4.3	5.2	4.3	5.2	4.4	5.2	4.4	5.2	4.5	5.3	4.5	5.3	4.5	5.3	4.5	5.3	4.6	5.3	4.6		
10		7.6	6.0	7.7	6.3	7.8	6.4	7.9	6.6	8.0	6.7	8.0	6.8	8.1	6.8	8.1	6.9	8.1	6.9	8.1	6.9	8.2	7.0	8.2	7.0
12		10.4	7.7	10.7	8.3	10.9	8.7	11.0	9.0	11.1	9.2	11.2	9.3	11.3	9.5	11.4	9.6	11.5	9.7	11.6	9.8	11.6	9.9	11.6	9.9
16		15.9	9.7	16.8	11.5	17.5	12.8	18.0	13.6	18.3	14.3	18.7	14.8	18.9	15.2	19.1	15.5	19.3	15.8	19.6	16.3	19.9	16.6	19.9	16.6

Quadro 4.2 – Momentos resistentes médio e de cálculo – Secção de madeira interior (kN.m) (Negrão *et al.*, 2014).

		Classe de Qualidade/Resistência da Madeira																			
		E		EE		C16		C18		C20		C22		C24		C27		C30		C35	
$2 \times \phi$ [mm]		M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
		R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d
n.a.		8.2	4.7	15.9	9.2	7.3	4.2	8.2	4.7	9.1	5.3	10.0	5.8	10.9	6.3	12.3	7.1	13.7	7.9	15.9	9.2
8		10.4	6.6	19.6	12.4	10.2	6.7	11.1	7.2	12.2	7.9	13.3	8.5	14.2	9.1	15.8	10.1	17.4	11.0	19.9	12.6
10		11.6	7.6	21.6	14.0	11.7	7.9	12.6	8.5	13.8	9.2	14.9	9.9	15.8	10.4	17.6	11.6	19.3	12.7	22.0	14.4
12		12.9	8.7	23.9	15.9	13.4	9.2	14.4	9.8	15.7	10.7	16.9	11.5	17.8	12.0	19.7	13.3	21.6	14.5	24.5	16.4
16		16.1	11.1	29.3	20.2	17.2	12.0	18.3	12.8	19.8	13.8	21.3	14.8	22.3	15.5	24.6	17.1	26.8	18.6	30.2	20.9

Quadro 4.3 – Momentos resistentes médio e de cálculo – Secção de madeira na interface (kN.m) (Negrão *et al.*, 2014).

		Classe de Qualidade/Resistência da Madeira																			
		E		EE		C16		C18		C20		C22		C24		C27		C30		C35	
$2 \times \phi$ [mm]		M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
		R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d	R_m	R_d
8		4.6	3.9	4.7	4.0	4.5	3.8	4.6	3.9	4.6	3.9	4.6	3.9	4.6	3.9	4.6	3.9	4.6	3.9	4.7	4.0
10		7.1	4.7	7.1	6.0	6.9	4.5	6.9	5.0	6.9	5.5	7.0	5.9	7.0	5.9	7.0	6.0	7.1	6.0	7.1	6.0
12		8.0	5.0	10.0	8.5	7.8	4.8	8.5	5.3	9.4	5.9	9.8	6.4	9.9	6.8	9.9	7.6	9.9	8.4	10.0	8.4
16		9.0	5.6	17.1	10.6	8.6	5.2	9.5	5.8	10.4	6.4	11.4	7.0	12.2	7.5	13.7	8.4	15.1	9.3	17.0	10.7

A azul as situações em que ocorre rotura dúctil por cedência da armadura

5 ESTUDO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO

5.1 Introdução

Paralelamente à presente dissertação ocorreu um trabalho experimental, sobre o qual há-de ser elaborada uma dissertação de mestrado integrado (Gonçalves, 2014) assim como um artigo científico que se encontra em fase de publicação sobre o estudo da mesma ligação (Negrão *et al.*, 2014).

Não sendo o objetivo da presente dissertação remetem-se os pormenores do esquema experimental para os dois textos referenciados.

Com o intuito de aplicar ao nó um estado de flexão pura, foi concebida uma treliça isostática de banzos paralelos cujo objetivo seria o de transmitir a carga aplicada ao elemento vertical de madeira (Figura 5.1). Deste modo, o momento aplicado através do braço entre o plano interior do elemento de madeira e o atuador, seria transmitido ao membro de madeira através do respetivo binário de reação do banzo superior (à tração) e do banzo inferior (à compressão) sobre a madeira, sendo a componente vertical do atuador suportada por dois cabos aplicados no banzo superior, junto ao topo do provete, e ligados à viga superior do pórtico onde o ensaio foi montado.

Este esquema (Figura 5.1-A) surgiu com o intuito de tentar separar o efeito do momento fletor do efeito do esforço transversal sobre o nó, uma vez que a interação que existe entre estes dois esforços, afeta a resistência da ligação. A transmissão do esforço transversal, quando existente, vai ser transmitido entre a madeira e o betão, através da zona comprimida da interface, por atrito, e através das armaduras por corte, reduzindo assim a resistência à tração destas para o binário interno resistente. Deste modo procurou-se fazer uma análise isolada destes esforços, recaindo este ensaio apenas sobre a ação da flexão pura do nó, uma vez que a nível de dimensionamento se costumam separar as verificações destes dois esforços, tendo em conta obviamente parâmetros de segurança.

Só numa fase inicial do carregamento da treliça se pode considerar o comportamento linear da estrutura. Isto devido aos reduzidos deslocamentos que se verificam nesta fase. Depois disso, os efeitos não-lineares começaram-se a impor devido à deformação acentuada do provete e do esquema de carregamento que vai surgindo. Deste modo, tornou-se essencial registar a

distribuição de forças e deslocamentos, através de células de carga e transdutores de deslocamentos (LVDTs), por vários pontos da estrutura (Figura 5.1-B), de forma a se ter um controlo do comportamento não-linear que se vai verificando e assim se conseguir descrever adequadamente as forças e tensões no nó, ao longo do histórico de carregamento.

Devido a este comportamento significativamente não-linear fala-se portanto, da aplicação de uma flexão “quase pura” sobre o nó, já que, mesmo surgindo outros esforços no nó, o esforço dominante é o momento fletor, o esforço em estudo.

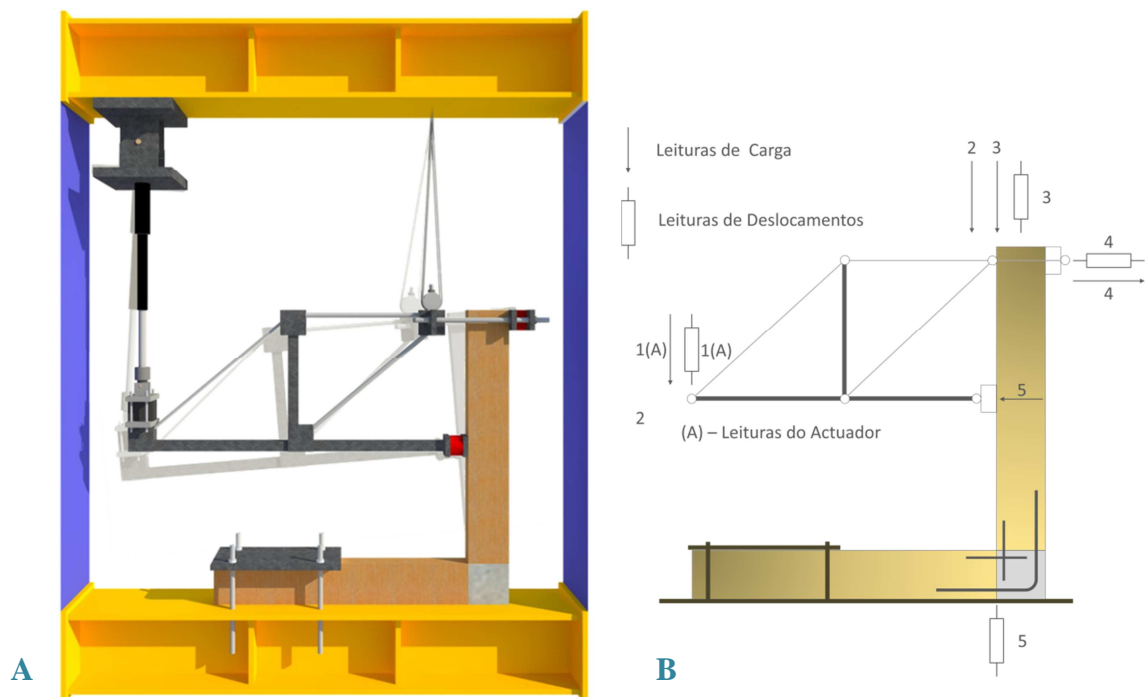


Figura 5.1 – **A)** Esquema experimental; **B)** Posição dos LVDTs e medidores de carga (Negrão *et al.*, 2014).

Como se pode verificar na Figura 5.2 os efeitos não-lineares são relevantes quanto se analisa este ensaio, por isso deve-se considerar:

- A deformada acentuada do elemento vertical de madeira e deformada não tão acentuada do elemento horizontal;
- Afastamento na interface madeira/betão na zona tracionada;
- Desvio da vertical do atuador, surgindo uma componente horizontal na sua força;

- Transmissão de alguma compressão ao elemento de madeira por meio do atrito da célula de carga superior com este;
- Deformação da própria treliça;
- Outros efeitos menos pronunciados.

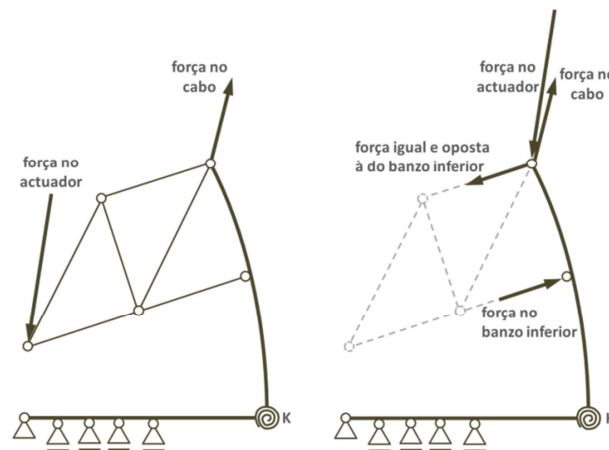


Figura 5.2 – Esquema reticulado do esquema experimental e respetiva deformada (Negrão *et al.*, 2014).

Os resultados dos 5 ensaios efetuados até à data são apresentados na Figura 5.3. Remetendo-se a sua análise detalhada para Gonçalves (2014).

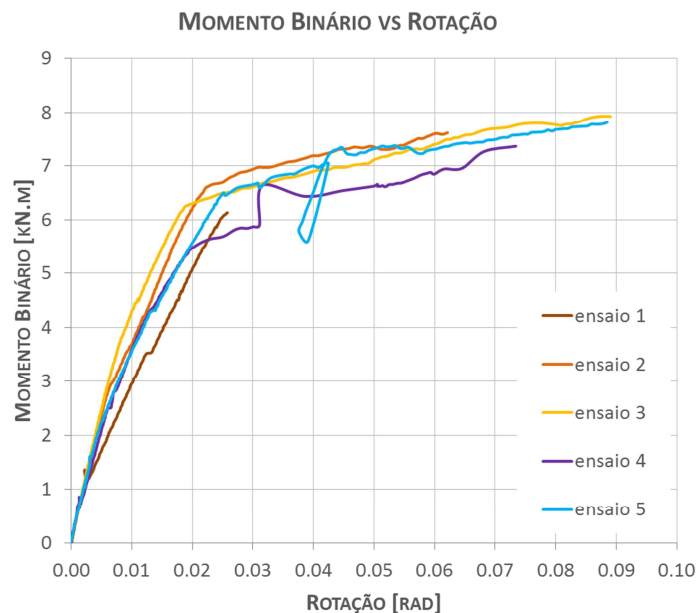


Figura 5.3 – Gráfico Momento do Binário-Rotação (Gonçalves, 2014).

6 ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO

6.1 Introdução

De modo a ir ao encontro dos objetivos propostos, esta dissertação foi executada em duas etapas: primeiramente foi construído um modelo numérico da ligação a ensaiar em laboratório, com base em elementos finitos, e posteriormente foi corrido no respetivo programa, de modo a simular a ação sobre o mesmo numa flexão pura, podendo-se assim determinar o seu momento resistente.

Para o modelo numérico foi utilizado um *software* de análise estrutural avançada, com função de elementos finitos, designado por ABAQUS. Este programa está capacitado a realizar análises estáticas e dinâmicas, lineares ou não-lineares, sendo munido de uma extensa biblioteca de elementos finitos, que permitem a elaboração de vários modelos dum mesmo objeto de estudo.

O modelo realizado teve por base a ligação desenvolvida e o esquema de ensaio realizado referenciada em Negrão *et al.* (2014), assim como os resultados experimentais obtidos até à data da presente dissertação (Gonçalves, 2014), tendo-se adotado portanto as geometrias e características dos materiais referenciadas.

Devido ao exigente regime de tensões esperadas no nó de betão houve aí, e na sua envolvente, a necessidade de fazer um refinamento da malha de elementos finitos de modo a se poder compreender melhor as tensões verificadas com o carregamento e o respetivo comportamento dessa zona.

Nas simulações efetuadas foi utilizado o método estático, ou implícito segundo o ABAQUS (ABAQUS/Standard).

6.2 Análise Não-Linear

Face ao problema em estudo optou-se por fazer uma análise exclusivamente não-linear, em detrimento da linear, uma vez que a Teoria da Elasticidade Linear não tem em pondera o comportamento não-linear das estruturas, aspeto essencial a considerar para uma correta

modelação deste problema. Teve-se em conta portanto a não-linearidade dos vários materiais, a não-linearidade geométrica e a não-linearidade de contacto.

As limitações da Teoria da Elasticidade Linear podem ser ultrapassadas através da adição do comportamento não linear (Lourenço, 1999), o que por vezes simplifica, de um modo aceitável, a definição de certos parâmetros, reduzindo o volume de cálculo face a uma definição não-linear total.

Na análise não-linear, contrariamente ao que se verifica para a linear, de um modo geral não pode ser aplicado o princípio de sobreposição de efeitos, sendo apenas aplicável, aquando de pequenas deformações. A proporcionalidade de efeitos verifica-se somente quando o princípio referido é válido, também só sendo observada para deformações reduzidas. Note-se que a análise não linear aproxima-se da linear para baixas deformações. Sendo este um tipo de análise que tem em conta a deformada da estrutura, esta adequa-se bastante a estruturas com deformabilidade considerável (como é o caso), não trazendo qualquer vantagem, apesar de aplicável, a estruturas com deformações muito reduzidas, uma vez que a análise linear é de certo modo uma via de maior facilidade de aplicação.

6.3 Unidades

O ABAQUS não tem unidades definidas, apenas para a rotação (radianos) e medidas de ângulos (graus), como seja o ângulo de fase.

Sendo assim as unidades fundamentais escolhidas devem ser consistentes, assim como todas as restantes unidades relacionadas.

Usualmente são usadas as unidades do Sistema Internacional (SI), no entanto, neste modelo foram usadas as que de seguida se indicam no Quadro 6.1, pois houve a intenção de facilitar a entrada de dados e a leitura de resultados no programa, uma vez que se lidou com resistências e tensões do modelo na ordem dos MPa, assim como com deslocamentos na ordem dos mm.

Quadro 6.1 – Unidades usadas no ABAQUS.

Comprimento	L	mm	milímetro
Massa	M	ton	tonelada
Tempo	T	s	segundo
Força	F	N (ton.mm/s ² =kg.m/s ²)	newton
Pressão	F/L ²	MPa (N/mm ²)	megapascal
Densidade	M/L ³	ton/mm ³ (kg/m ³)·10 ⁻⁶	tonelada por milímetro cúbico

6.4 Descrição do Modelo Numérico

6.4.1 Geometria

Na constituição do modelo foi usada a geometria indicada no subcapítulo 3.2.1. O mesmo foi disposto de acordo com o esquema experimental para o, ainda que de reduzido efeito, peso próprio ter a mesma direção e orientação, aproximando assim o modelo numérico ao experimental (Figura 6.1).

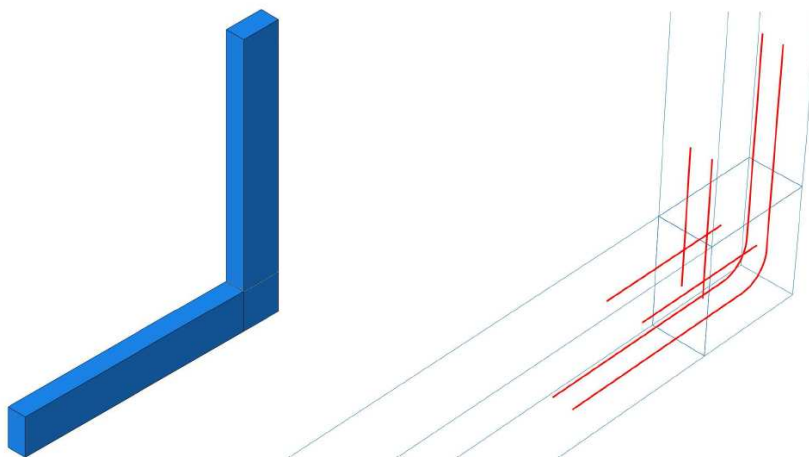


Figura 6.1 – Modelo Numérico.

6.4.2 Condições de Apoio

Para tentar aproximar as condições de apoio verificadas nos ensaios experimentais, à metade da superfície, tanto inferior como superior, do elemento horizontal de madeira foram restringidas as libertações translacionais, $U1=U2=U3=0$ – *Pinned* (Figura 6.2).

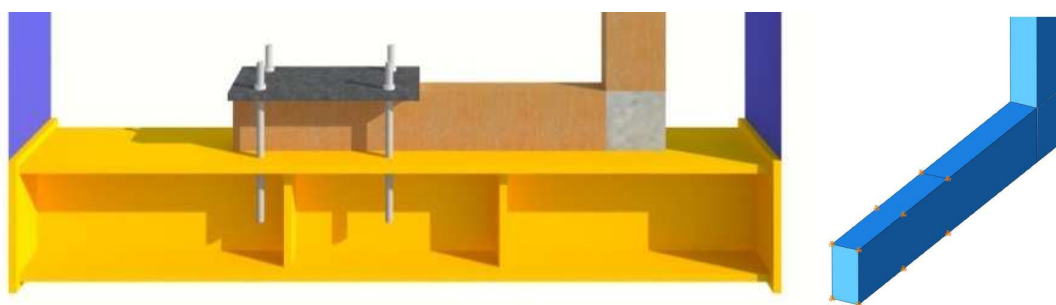


Figura 6.2 – Apoio do provete da ligação.

6.4.3 Carregamento

A introdução da flexão pura no modelo foi efetuada através da aplicação de duas cargas de compressão (pressão num quadrado 80x80 mm) com a mesma direção e orientações opostas, sobre o elemento vertical de madeira, tendo um braço de 0,50m, (Figura 6.3-A). Deste modo foi simulada a transmissão dos esforços por parte do atuador, através da treliça, ao provete da ligação. Como foi referido no capítulo 5, devido aos efeitos não lineares a flexão deixa de ser pura, uma vez que surgem no topo do elemento de madeira uma componente adicional de esforço transversal assim como uma componente de esforço axial. Apesar desses efeitos adicionais não deverem ser desprezados, foram considerados apenas os esforços idênticos e perpendiculares ao elemento de madeira, transmitidos através dos banzos superior e inferior da treliça, que idealmente iriam simular a aplicação de flexão pura sobre a ligação. Mesmo sem as componentes adicionais transmitidas pela treliça, em rigor, por se fazer uma análise não-linear e pelo facto de existir peso próprio, a flexão introduzida na ligação acaba por nunca ser totalmente pura, ainda que essa componente seja muito reduzida.

Além desta carga foi considerado o peso próprio do modelo (Figura 6.3-B), como já foi referido, de acordo com as massas volúmicas de cada material, tendo-se admitido uma aceleração da gravidade igual a $9,81\text{m/s}^2$.

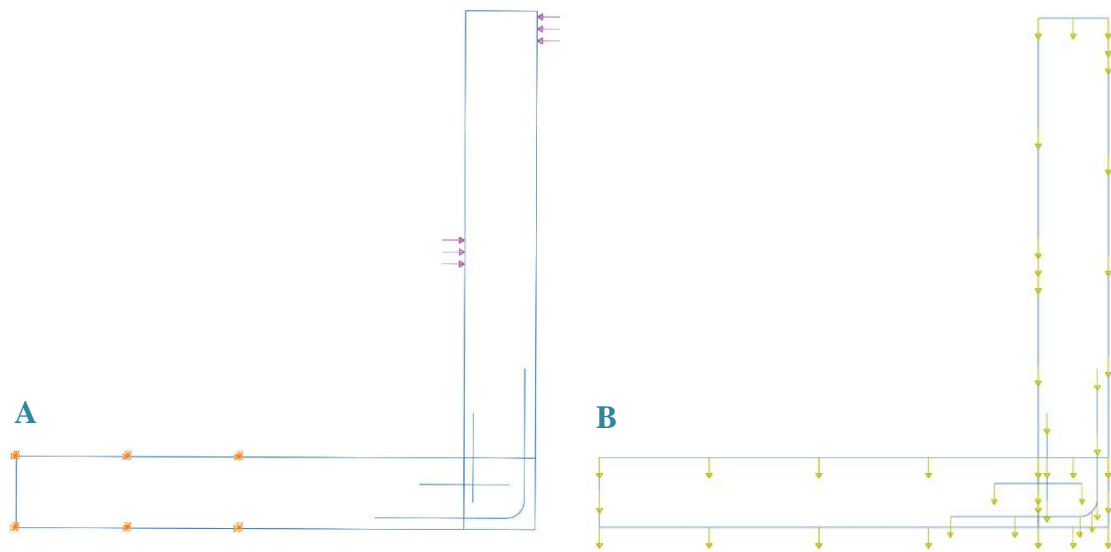


Figura 6.3 –**A)** Pressão aplicada para gerar flexão pura; **B)** Peso próprio.

6.4.4 Propriedades Mecânica

Neste modelo foi considerado o comportamento não-linear do aço e betão mas linear para a madeira, onde foram usados valores médios obtidos experimentalmente, tabelados ou deduzidos.

6.4.4.1 Betão

O betão é um material com características muito antagónicas quando se fala da sua resistência de compressão e de tração. Um dos modelos existentes para representar o seu comportamento designa-se por *Concrete Damaged Plasticity*, disponível no ABAQUS. Atualmente é muito utilizado para descrever as relações tensão-deslocamento de materiais frágeis, como sejam o betão e a cerâmica, uma vez que representa adequadamente a degradação progressiva das propriedades mecânicas dos materiais (Luccioni, 2003).

Foi usado portanto para descrever o comportamento do betão no modelo executado, tendo-lhe sido associado um comportamento elástico linear. Para a sua componente elástica foi admitido o valor do módulo de elasticidade obtido experimentalmente, 43.311GPa, e o coeficiente de Poisson de 0.2. Para a sua componente plástica diversos parâmetros tiveram que ser definidos aquando da utilização do modelo *Concrete Damaged Plasticity*.

Os parâmetros centrais deste modelo são: o ângulo de dilatância, ψ , e a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial, σ_{b0}/σ_{c0} . Para os restantes parâmetros a introduzir, inclusive a razão entre as resistências à compressão, foram considerados o valor por *default* do ABAQUS.

Segundo Malm (2009) o ângulo de dilatância quantifica a inclinação alcançada pelo potencial plástico para altas tensões de confinamento. De acordo com as simulações numéricas deste autor centradas no comportamento do betão, baixos valores do ângulo de dilatância estão ligados ao comportamento frágil do betão enquanto altos valores estão relacionados com um comportamento dúctil. Pelas várias recomendações que analisou concluiu a que diferença no comportamento é pequena para valores entre 30° e 40°, tendo-se optado por usar um valor de 31° uma vez que se trata dum betão de alta resistência.

O comportamento à compressão foi modelado de acordo com as expressões da NP EN 1992-1-1 (2010) para uma relação de tensões-extensões do betão não-linear, indicadas de seguida, a partir duma tensão de aproximadamente $0.4f_{cm}$, tensão até à qual se usou um comportamento linear elástico (Figura 6.4).

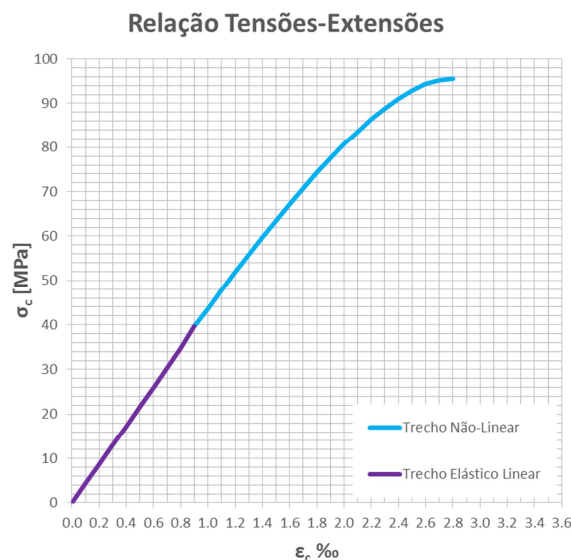


Figura 6.4 – Relações tensões-extensões do betão.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (6.1)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (6.2)$$

$$k = 1.05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (6.3)$$

Para a modelação da resistência à tração do betão foi usada a expressão que relaciona f_{cm} com f_{ctm} , para classes de betão superiores a 50/60, e está presente no Quadro 3.1 da NP EN 1992-1-1 (2010), sendo então obtido o valor de f_{ctm} a partir do valor experimental de f_{cm} .

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) = 4,998 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

Considerou-se então um comportamento elástico linear até à rotura por tração do betão.

6.4.4.2 Aço A400 NR

Para a modelação do comportamento do aço da armadura usada foi admitido um comportamento elastoplástico seguido de endurecimento (Figura 6.5), de modo a se aproximar do seu comportamento real. Foi usado a hipótese de cálculo bilinear referida na NP EN 1992-1-1 (2010) em que, o comportamento de pré-cedência é elástico-linear, com módulo de elasticidade de 200GPa, e de pós-cedência (plástico) é definido por um ramo de inclinação (rigidez) inferior, limitada por uma tensão máxima de rotura e respetiva extensão, onde se verifica o endurecimento do aço. Refira-se que a mesma foi adaptada aos valores médios deduzidos já referidos no subcapítulo 3.2.2.2.

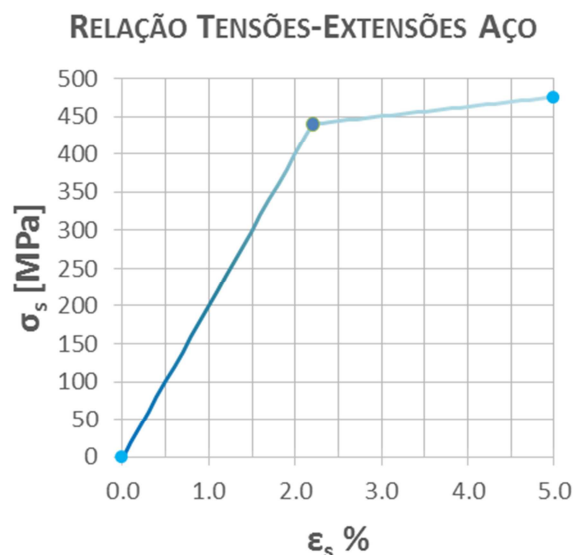


Figura 6.5 – Diagrama tensões-extensões do aço.

6.4.4.3 Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster, Aiton*)

Para modelar o Pinheiro Bravo enquanto material ortotrópico no ABAQUS, houve necessidade de introduzir no programa, 9 parâmetros de rigidez, deduzidos a partir dos 3 módulos de elasticidade, dos 3 módulos de distorção e dos 6 coeficientes de Poisson desta espécie. No entanto, nem todos eles se encontram tabelados.

Sendo assim, optou-se por usar os dados tabelados no Forest Products Laboratory (2010) para as espécies de pinheiro lá disponíveis, tendo-se obtido as médias de todos eles, determinado as relações necessárias entre os parâmetros do mesmo tipo e determinado o valor requerido, mantendo a média tabelado na ficha do LNEC-M2 (1997), (Quadro 6.2).

Para se representar mais fielmente a ortotropia da madeira, foi criado nos elementos de madeira, um sistema de coordenadas cilíndrico local (Figura 6.6-A) para simular a variação de características da madeira segundo a disposição dos seus anéis (Figura 6.6-B). As direções 1, 2 e 3 correspondem às direções longitudinal, transversal e radial respetivamente.

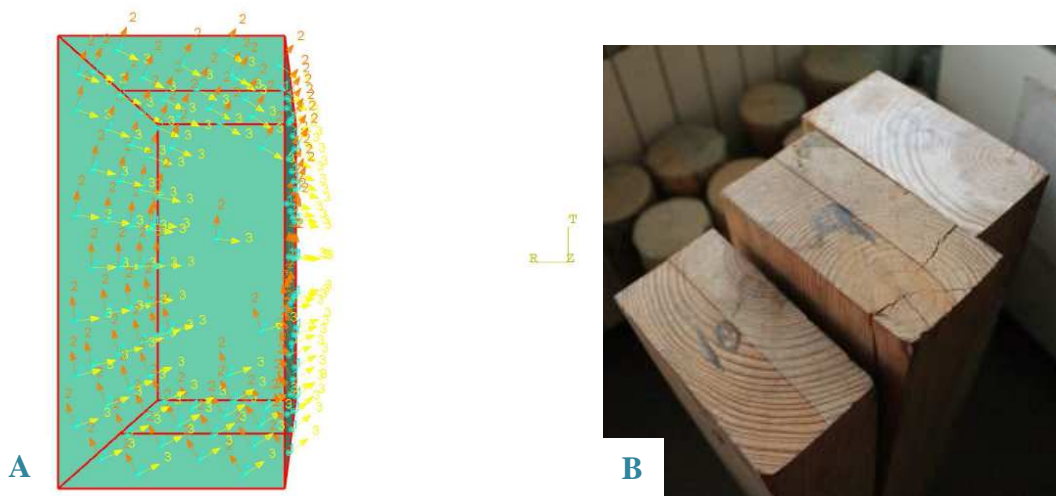


Figura 6.6 – **A)** Coordenadas cilíndricas na madeira; **B)** Anéis madeira.

De seguida apresenta-se o método de ponderação usado para a determinação dos vários valores necessários, através do exemplo do cálculo de $G_{LT\ final}$.

$$G_{LT\ final} = \frac{3G_{médio\ tabelado}}{[1+(G_{LT}/G_{LR})^{-1}+(G_{LT}/G_{RT})^{-1}]} = \frac{3 \times 0,870}{[1+(0,898)^{-1}+(6,026)^{-1}]} = 1,145\ GPa \quad (6.5)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{1111} & D_{1111} & D_{1111} & 0 & 0 & 0 \\ & D_{1111} & D_{1111} & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{1111} & 0 & 0 & 0 \\ & & & D_{1111} & 0 & 0 \\ sym & & & & D_{1111} & 0 \\ & & & & & D_{1111} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = [D^{el}] \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} \quad (6.7)$$

$$D_{1111} = E_1(1 - \nu_{23}\nu_{32})Y \quad (6.8)$$

$$D_{2222} = E_2(1 - \nu_{13}\nu_{31})Y \quad (6.9)$$

$$D_{3333} = E_3(1 - \nu_{12}\nu_{21})Y \quad (6.10)$$

$$D_{1122} = E_1(\nu_{21} + \nu_{31}\nu_{23})Y = E_2(\nu_{12} + \nu_{32}\nu_{13})Y \quad (6.11)$$

$$D_{1133} = E_1(\nu_{31} + \nu_{21}\nu_{32})Y = E_3(\nu_{13} + \nu_{12}\nu_{23})Y \quad (6.12)$$

$$D_{2233} = E_2(\nu_{32} + \nu_{12}\nu_{31})Y = E_3(\nu_{23} + \nu_{21}\nu_{13})Y \quad (6.13)$$

$$D_{1212} = G_{12} \quad (6.14)$$

$$D_{1313} = G_{13} \quad (6.15)$$

$$D_{2323} = G_{23} \quad (6.16)$$

$$Y = \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21} - \nu_{23}\nu_{32} - \nu_{31}\nu_{13} - 2\nu_{21}\nu_{31}\nu_{13}} \quad (6.17)$$

Quadro 6.4 – Parâmetros de rigidez do *Pinus Pinaster*, *Aiton* a introduzir no ABAQUS.

¥		1,268						
D1111	D1122	D2222	D1133	D2233	D3333	D1212	D1313	D2323
14168,53	242,87	438,48	334,53	256,51	724,17	1144,74	1275,31	189,96
	242,87		334,53	256,51				

6.4.4.4 Resina

Pela análise dos provetes ensaiados em laboratório verificou-se que nunca houve arranque dos varões de aço da madeira, nem um escorregamento significativo dos varões pela madeira. Admitiu-se portanto que a resina utilizada transmitiu adequadamente os esforços entre estes dois materiais. Deste modo, a nível numérico simplificada não se modelou a resina e consequentemente pôde-se usar elementos *truss* para os varões (sem dimensão aparente no modelo e consequentemente sem superfície definida) utilizando-se a restrição *embedeed*, que será explicada no subcapítulo 6.4.4.4, para modelar a ligação aço/madeira.

Para o representar o comportamento da resina deve-se modelar os varões como elementos sólidos e definir a interação nas superfícies de contacto varão/madeira através do comportamento tangencial e normal que a resina confere à ligação entre eles. Para isso, ensaios são requeridos. Outra hipótese reside na modelação adicional da própria resina como um cilindro com um furo cego de profundidade e diâmetro iguais à do varão, em elementos sólidos também. Fazendo-se uma restrição do tipo *Tie* (condição que une duas superfícies de modo a que não haja movimento relativo entre elas) entre a superfície da resina com a do varão e com a da madeira, e definindo-lhe posteriormente um módulo de elasticidade calibrado que permita simular o deslizamento, ainda que reduzido, mas que na realidade existe entre a madeira e os varões por escorregamento entre as camadas de resina epóxi (Figura 6.7).

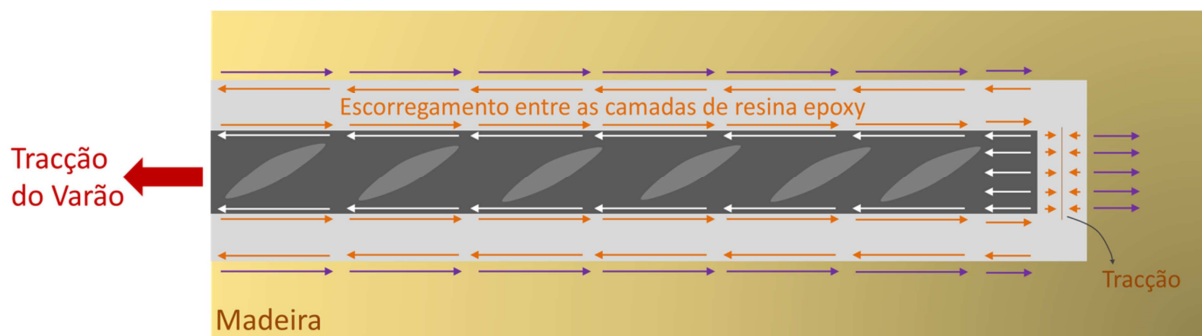


Figura 6.7 – Transmissão de esforço de tração entre a madeira e o varão pela resina.

6.4.5 Contactos e Interações

6.4.5.1 Interações

Para simular as interações entre as várias superfícies deve-se dispor de informação específica sobre as mesmas ou obtê-la experimentalmente, no entanto nem sempre é prática esta última solução. Aquando na falta dessa informação a interação entre superfícies de contacto torna-se muito difícil de definir, podendo, consoante o modelo, ser bastante relevante para uma fiel representação do que se pretende modelar.

No caso em estudo, optou-se por definir uma interação geral sem atrito, *Frictionless*, a nível tangencial e do tipo contacto “duro” (“*hard*”-*contact*) a nível normal, permitindo a separação após contacto, adicionando-se posteriormente exceções de outras interações consideradas, nomeadamente a nível de contacto entre a interface madeira/betão. Esta estratégia de uma definição geral com respetivas exceções é muito útil para ultrapassar alguns problemas que surgem aquando da simulação, pois previne indefinições não intencionais, para modelos mais

complexos, ou mesmo quando, devido a deformações, surgem contactos inesperados (o caso dos elementos de madeira, vertical e horizontal, na aresta interior do nó, p.e.).

Como a ligação madeira-betão-madeira foi garantida através da restrição *embedded* dos varões de aço, apenas faltou definir a interação madeira-betão nas interfaces de contacto dos nós (Figura 6.8). Deste modo assumiu-se *hard-contact* entre ambas a nível da direção normal e considerou-se um coeficiente de atrito igual a 0,55 (Monteiro, *et al.*, 2011) a nível tangencial.

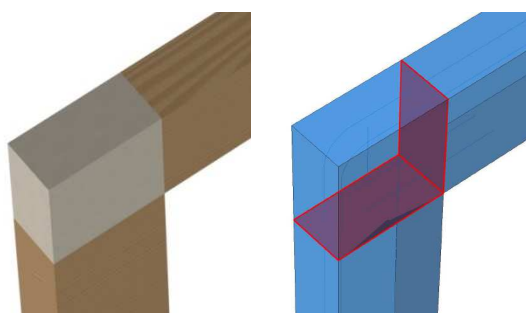


Figura 6.8 – Superfícies de contacto madeira/betão.

6.4.5.2 Restrições

Uma vez que a armadura foi modelada com elementos treliça, como usualmente costuma ser, não tem um volume aparente no modelo (apesar de ter definição definida para determinação de tensões), não sendo portanto possível definir as interações com as superfícies de contacto da mesma com os restantes componentes do modelo. Definiu-se então a restrição designada por *Embedded Constrain*, para tentar simular o facto de os varões estarem “embutidos” no betão e na madeira (Figura 6.9-A e B). Esta solução é habitualmente usada para modelar as armaduras inseridas no betão. No que diz respeito à madeira, esta opção surgiu uma vez que nos ensaios se verificou uma transmissão adequada dos esforços da madeira, através da resina epóxi, para os varões de aço, já que nunca ocorreu rotura ou escorregamento por lá. Também a dificuldade em modelar a resina (e os varões) como sólidos, devido às curvas e secções circulares, por carência de especificações das características da mesma, assim como de conhecimento do programa, levou a esta solução.

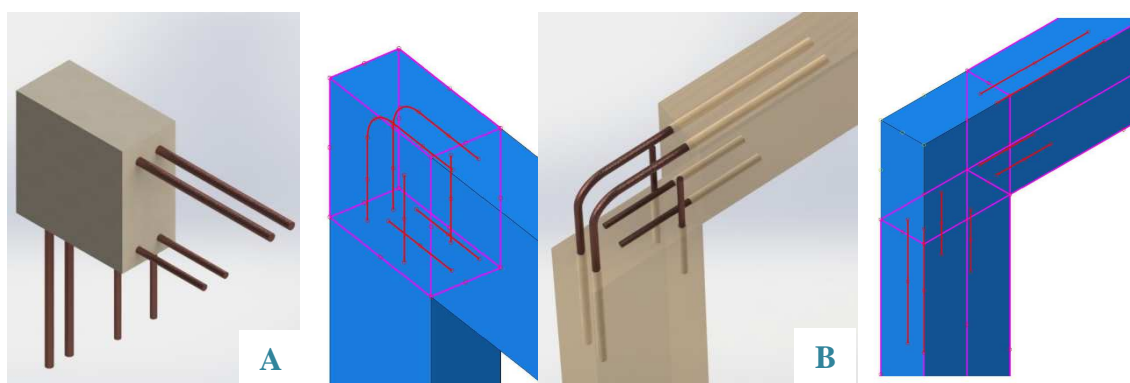


Figura 6.9 – Restrição *Embedded*: **A)** Varões/Betão; **B)** Varões/Madeira

Esta condição, *embedded*, restringe os graus de liberdade translacionais dos varões, região “embutida” (*embedded region*), a valores interpolados dos respetivos graus de liberdade da madeira e do betão que os envolvem, regiões hospedeiras (*host region*).

Como o principal objetivo desta dissertação se centrava em analisar o regime de tensões no nó de betão, esta simplificação pôde ser assumida.

6.4.6 Discretização do Modelo

Devido à sua forma paralelepípedica, os membros de betão e madeira foram discretizados em elementos sólidos C3D8 (de forma HEX, Figura 6.10): C – tensões/deslocamentos contínuos; 3D – Tridimensional; 8 – oito nós. Enquanto, os varões de aço foram discretizados em elementos treliça T3D2: T – *Truss* (treliça); 3D – tridimensional; 2 – dois nós. Cada nó de ambos os elementos tem 3 graus de liberdade translacionais.

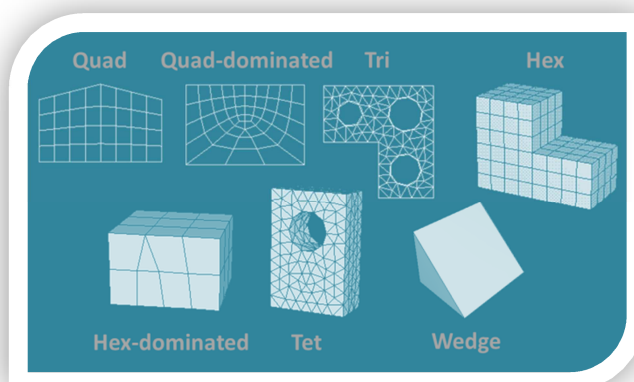


Figura 6.10 – Forma dos elementos 2D e 3D para elaboração da malha disponíveis no ABAQUS (ABAQUS, 2011).

A nível de elementos finitos, quanto mais discretizada a malha mais o modelo se aproxima com o seu contexto real, na medida em que se reduz o erro computacional relacionado com a interpolação, mas em contrapartida o tempo de cálculo aumenta significativamente, devido ao aumento do número de nós a resolver. Deste modo é natural procurar-se um equilíbrio entre o tempo de processamento e precisão dos resultados, através da escolha das dimensões dos elementos da malha. No caso em estudo, acresceu a intenção de explorar o regime de tensões na zona do nó de betão e na envolvente dos varões curvos, tendo-se por isso refinado a malha nesses locais, perdendo-se no tempo de cálculo. A malha não foi mais refinada devido às limitações a nível de memória do computador utilizado.

Optou-se então por uma malha com elementos de dimensão máxima 40 mm nas extremidades dos elementos de madeira e 7.5mm na zona e envolvente do nó (Figura 6.11).

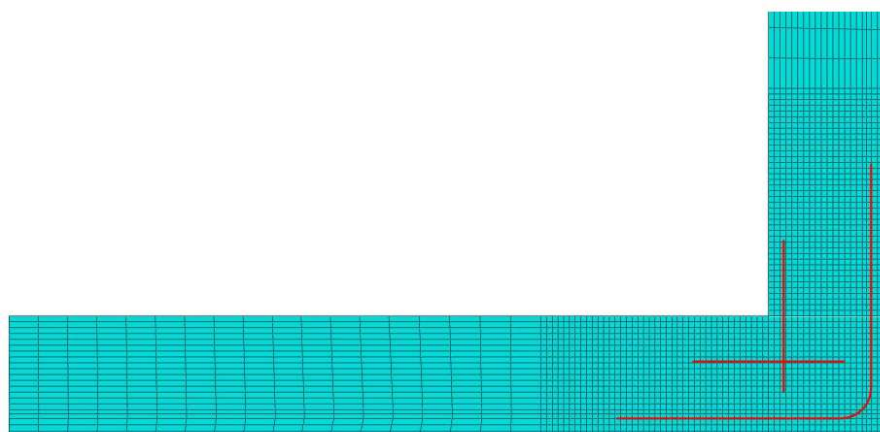


Figura 6.11 – Malha de dimensão máxima 7.5mm no nó e envolvente e 40mm nas restantes zonas da madeira.

No entanto, refira-se a criação de partições no modelo que foram essenciais na disposição dos elementos da malha, uma vez que a introdução dos mesmos sobre os planos dos varões permitiu que os elementos sólidos fossem criados a partir daí (Figura 6.12), facilitando posteriormente a visualização do regime de tensões nesse corte. Estas partições acabam por ser “condições” na formação da malha.

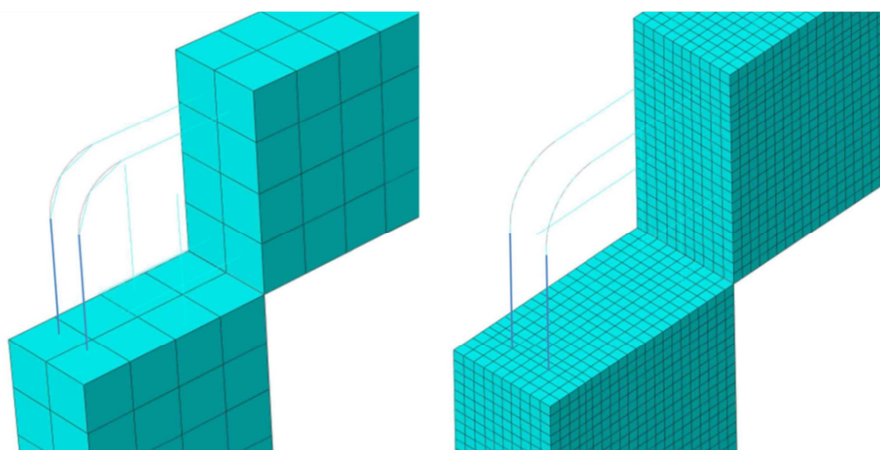


Figura 6.12 – Varões dentro dos elementos sólidos e varões alinhados com as arestas dos elementos sólidos (devido a partição do modelo).

A estrutura apenas é simétrica no plano longitudinal, devido à necessidade de encaixe dos varões construtivos que, apesar de tudo, à flexão pura têm um papel pouco relevante a nível numérico, poder-se-ia então ter considerado a modelação apenas dum quarto do modelo, contudo tal não foi efetuado, nem um quarto, nem metade, uma vez que houve intenção de fazer um modelo mais próximo do esquema experimental e assim se teve em conta mais rigorosamente a ortotropia da madeira, uma vez que esta não permite considerar nem um plano de simetria.

6.4.7 Processo de Cálculo

O ABAQUS/Standard, por definição, usa o método de Newton para resolver o conjunto de equações lineares a cada iteração, obtendo uma solução exata (de acordo com a precisão definida) através dum método direto de resolução de equações lineares (ABAQUS, 2011).

Este método de resolução usa o método direto de eliminação de Gauss e usualmente, para grandes modelos, o armazenamento das suas equações é responsável pela maior parte do tempo e espaço em disco durante o cálculo.

6.4.8 Modelos Numéricos

6.4.9 Modelo A

Desenvolveu-se um primeiro modelo numérico em elementos finitos onde se teve em consideração a ortotropia da madeira, tendo-se modelado o seu comportamento linear elástico como isotrópico, e ainda foi considerada a reduzida resistência à tração do betão.

A nível do betão, modelou-se o seu comportamento não-linear à compressão, composto por um primeiro trecho elástico linear, seguido dum trecho não-linear até à rotura de acordo com a sua resistência à compressão (descrito no subcapítulo 6.4.4.1), e limitou-se a sua resistência à tração através da tensão do valor médio da tensão de rotura do betão à tração determinado, assumindo-se um comportamento elástico linear até lá, após o qual se modelou um comportamento não-linear de redução de resistência.

Os varões de aço A400 NR foram modelados de acordo com as características descritas em 6.4.4.2, tendo um trecho linear elástico inicial, seguido de um trecho linear plástico, de menor rigidez, até á rotura, assumindo-se o mesmo comportamento à compressão.

Este modelo é constituído por 29050 elementos (34166 nós), dos quais 280 são elementos T3D2 e 28770 são elementos C3D8, de dimensão máxima 40 mm nas extremidades dos elementos de madeira e 7.5mm na zona e envolvente do nó.

Os varões de aço foram ligados à madeira e ao betão através da condição *embedded*, que lhes restringe os graus de liberdade a valores interpolados dos graus de liberdade da região hospedeira.

6.4.10 Modelo B

Desenvolveu-se posteriormente um segundo modelo numérico em elementos finitos mais simples, com o intuito de o comparar com um outro mais complexo e próximo do real, de modo a concluir acerca do seu grau de aceitabilidade das simplificações efetuada.

Deste modo, não se teve em conta a ortotropia da madeira, tendo-se modelado este material com um comportamento linear isotrópico, sem limitação de resistência, uma vez que esta não se verificou condicionante nos ensaios, com características referidas no subcapítulo 6.4.4.3. A nível do betão, modelou-se o seu comportamento não-linear à compressão, composto por um primeiro trecho elástico linear, seguido dum trecho não-linear até à rotura de acordo com a sua resistência à compressão (descrito no subcapítulo 6.4.4.1), tendo o programa assumido um

igual comportamento à tração, não se considerando portanto a resistência reduzida à tração do betão como limitadora. Os varões de aço A400 NR foram modelados de acordo com as características descritas em 6.4.4.2, tendo um trecho linear elástico inicial, seguido de um trecho linear plástico, de menor rigidez, até á rotura, assumindo-se o mesmo comportamento à compressão.

Este modelo é também constituído por 29050 elementos (34166 nós), dos quais 280 são elementos T3D2 e 28770 são elementos C3D8, de dimensão máxima 40mm nas extremidades dos elementos de madeira e 7.5mm na zona e envolvente do nó.

Os varões de aço foram ligados à madeira e ao betão através da condição *embedded*, que lhes restringe os graus de liberdade a valores interpolados dos graus de liberdade da região hospedeira.

7 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

7.1 Resultados Numéricos

De seguida são apresentados e analisados os resultados dos dois modelos numéricos.

Como se pode verificar pela análise da Figura 7.1, o Modelo A apresenta um regime de tensões mais aproximado ao real do que o apresentado pelo Modelo B, Figura 7.2, já que nesse é visível, por exemplo, maiores esforços de compressão na zona interior da curva do varão provocados por estes no betão (Figura 7.3). O Modelo B não apresenta esse pormenor possivelmente devido à resistência à tração simplificada considerada acima da real, que acabou por contribuir para “puxar” a curva dos varões em sentido contrário à sua tendência de deformação, e que iria provocar a referida compressão. Isto, uma vez que a condição *embedded* restringe os graus de liberdade translacionais dos varões a valores interpolados aos respetivos graus de liberdade do betão, levando a que a resistência mais alta à tração do betão condicione os deslocamentos dos varões interiores, e consequentemente o esquema de tensões. No Modelo A isso não se verifica, uma vez que devido à baixa resistência à tração do betão considerada, logo que essa resistência é atingida, os deslocamentos dos varões deixam de ser condicionados por essa tração.

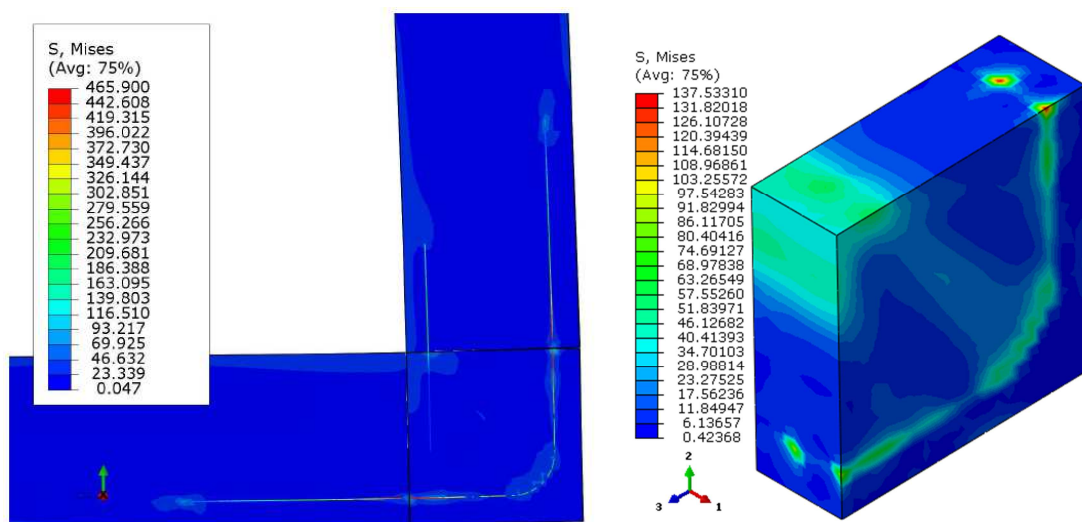


Figura 7.1 – Tensões de von Mises Modelo A (plano dos varões tracionados), pormenor da zona de ligação e pormenor do nó de betão

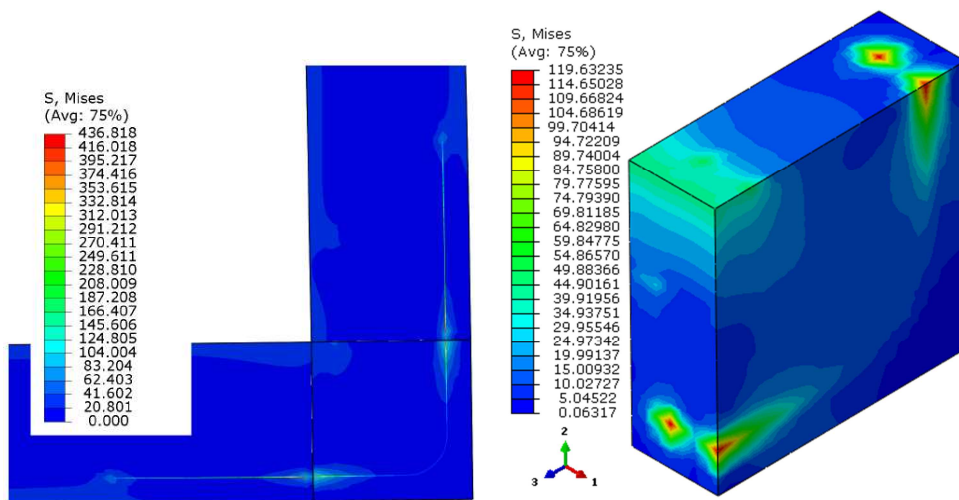


Figura 7.2 – Tensões de von Mises Modelo B, (plano dos varões tracionados), pormenor da zona de ligação e pormenor do nó de betão

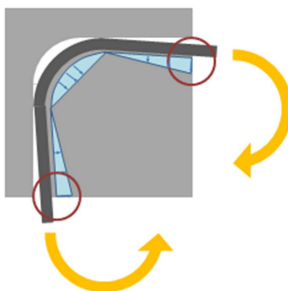


Figura 7.3 – Esquema das compressões introduzidas ao betão pelos varões tracionados.

Em ambos os casos os esforços mais elevados verificam-se na zona de transição entre a madeira e o betão, mais especificamente na zona dos varões tracionados, onde os 3 materiais apresentam os seus esforços máximos. No entanto, no Modelo B a rotura ocorreu pelo betão na zona de entrada dos varões tracionados, enquanto no Modelo A ocorreu nesses mesmos varões, na zona da interface betão/madeira (o esperado). A rotura no Modelo B não se deu pelo aço devido ao aumento da rigidez da ligação, pela consideração da madeira como material isotrópico usando as suas propriedades longitudinais, que fez com que não houvesse uma rotação tão acentuada, não esforçando tanto os varões transversalmente (que evitou que a sua resistência baixasse), acrescido da não consideração da reduzida resistência à tração do betão, que levou a que o betão aliviasse as tensões no aço, já que estando ligados pela condição *embedded* e sendo assumida uma maior resistência à tração do betão, este acabou por não deixar os varões de aço sofrer tanto com os efeitos da não-linearidade, não deformado tanto.

O desvio dos varões tracionados provoca tensões transversais de tração no betão devido à compressão causada por estes no interior das suas curvas, associada à compressão transmitida pela interface madeira/betão pela parte interior do nó. Essas tensões devido à reduzida resistência do betão à tração provocam fendilhação no nó (Figura 7.4-A e B).

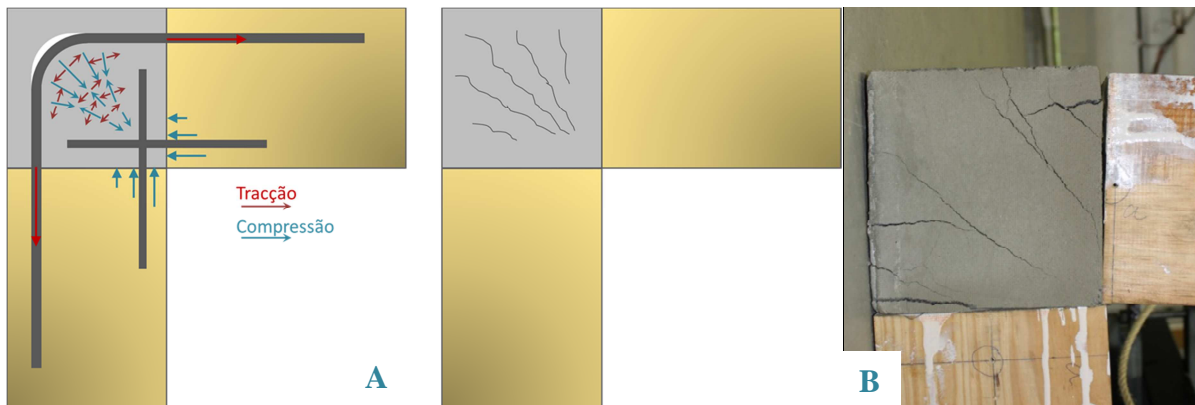


Figura 7.4 - **A)** Esquemas simplificados da fendilhação mais central do nó **B)** Fendilhação verificada num provete ensaiado.

Outro pormenor, ainda que pouco notório nestes esquemas de tensão, é a tração na zona da madeira adjacente às extremidades dos varões tracionados, o que já era esperado (Figura 7.5-A)). Aí são verificadas tensões de tração a rondar os 20MPa, sendo que um dos pontos críticos da madeira é a sua resistência à tração. Deste modo, sugere-se o reforço dessa zona através do aparafusamento ou confinamento da madeira (Figura 7.5-B)).

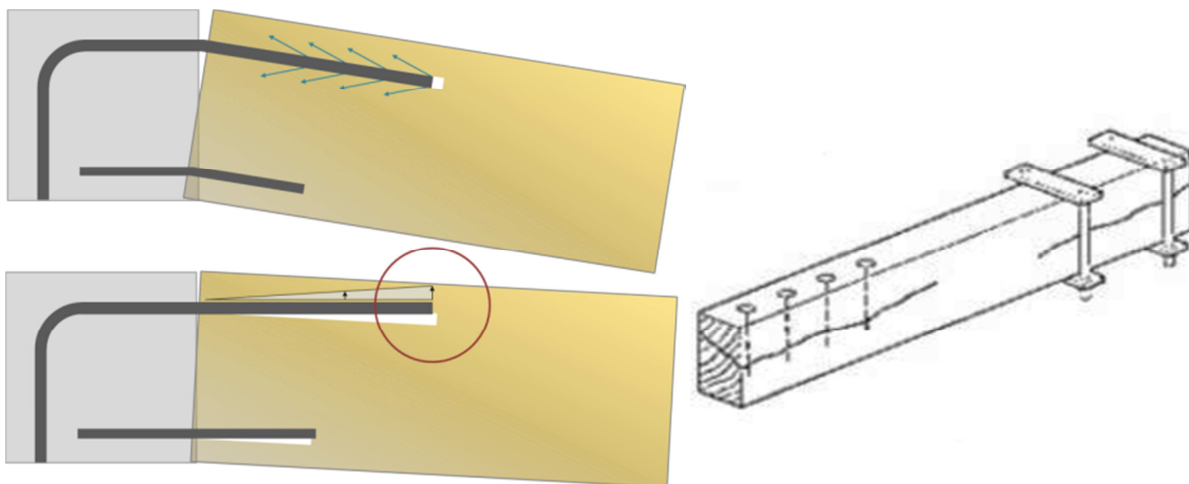


Figura 7.5 – **A)** Acção dos varões tracionados sobre a madeira **B)** Reforços para aumentar a resistência na direção perpendicular à direção das fibras (STEP, 1995).

Como se pode verificar pela Figura 7.6-A e B, as tensões de compressão transmitidas ao betão através de contacto pela madeira andam na ordem dos 40MPa, ainda longe da tensão de rotura, dando o Modelo B resultados próximos dos do Modelo A nesta zona, contudo superiores, devido ao aumento de rigidez desse modelo.

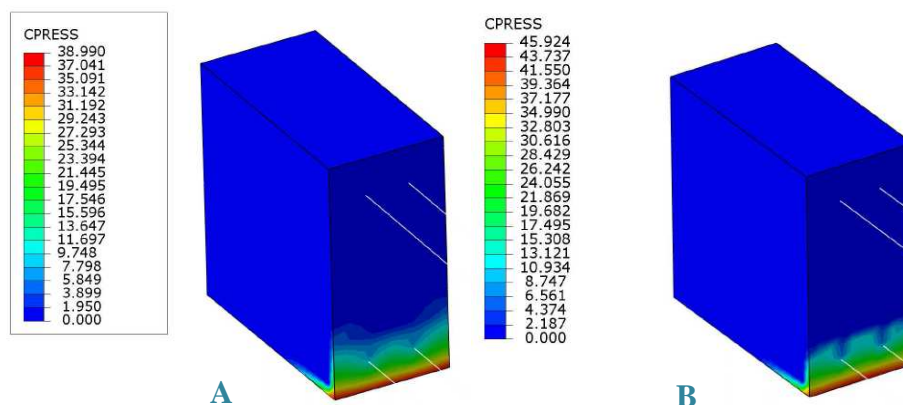


Figura 7.6 – Pressão de Contacto: **A)** Modelo A; **B)** Modelo B.

Seguidamente, através da Figura 7.7 e da Figura 7.8 pode-se verificar que o Modelo A usufrui muito mais do comportamento plástico dos materiais, ao contrário do Modelo B. No Modelo A a capacidade plástica do nó demonstra ser muito mais aproveitada, sendo este um modelo mais dúctil que o Modelo B, que se apresenta com uma maior fragilidade.

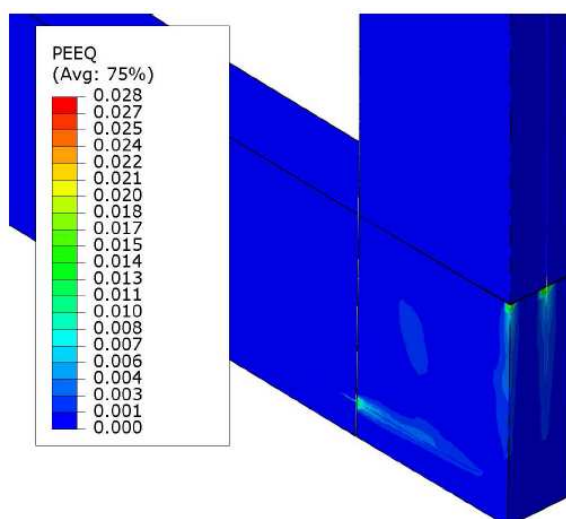


Figura 7.7 – Extensões plásticas equivalentes Modelo A.

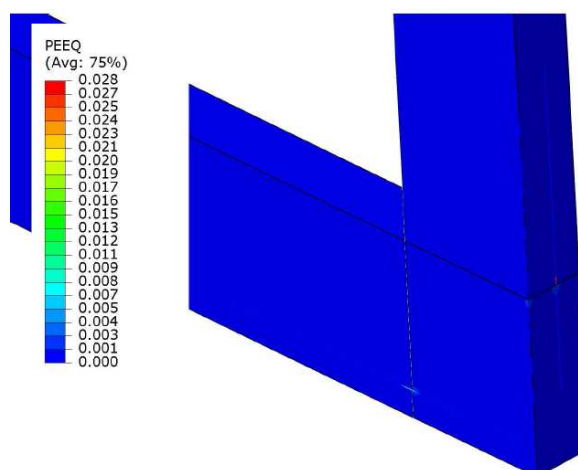


Figura 7.8 – Extensões plásticas equivalentes Modelo B.

A nível da deformada do modelo, os resultados relativos foram os esperados. Na Figura 7.9-A e B, está patente a maior ductilidade do Modelo A relativamente ao B. A introdução da isotropia na madeira, como já foi referido, aumentou a rigidez da mesma, assim como a consideração de uma resistência à tração muito maior do betão.

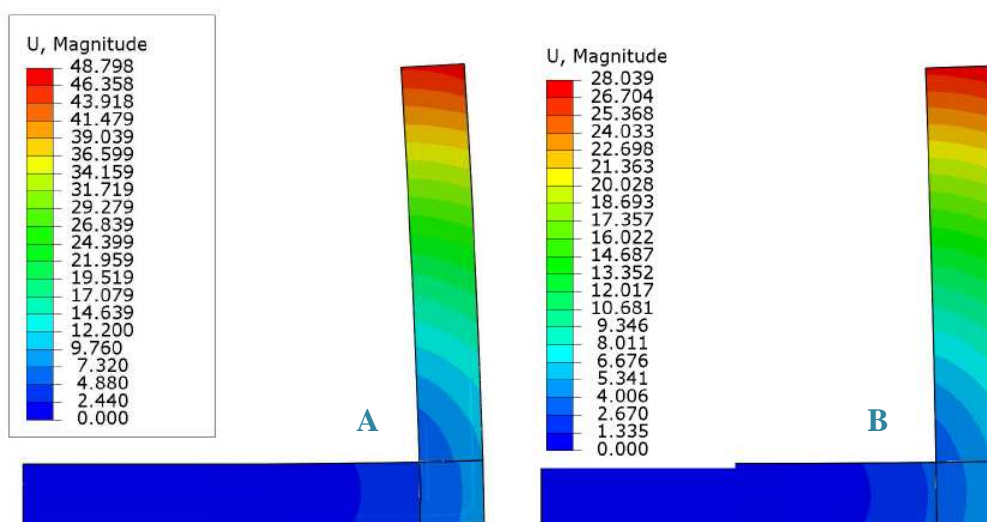


Figura 7.9 – Deformada: **A)** Modelo A; **B)** Modelo B.

A nível do afastamento entre o nó de betão e a madeira, verificou-se um afastamento de 1mm no Modelo A e 0.452mm no modelo B (Figura 7.10). O afastamento foi menor no Modelo B devido ao já referido aumento da rigidez do modelo. O facto de não ter considerado o comportamento da resina contribuiu para que o afastamento destes elementos fosse ainda menor do que na realidade se verificou.

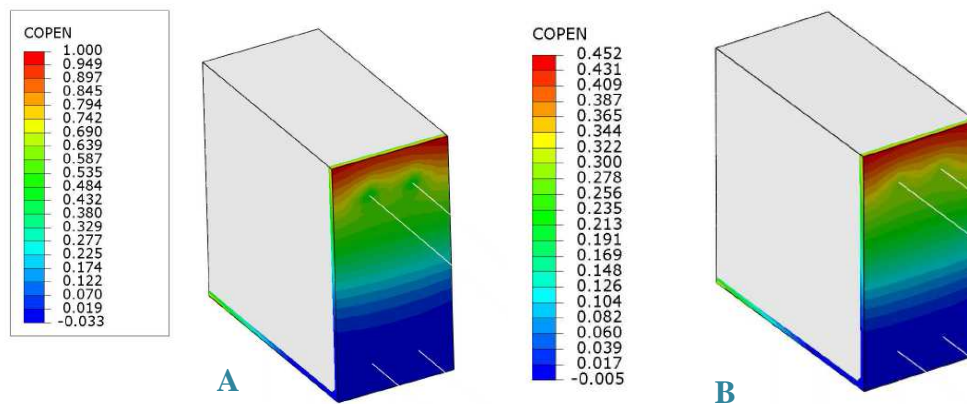


Figura 7.10 – Abertura do: **A)** Modelo A; **B)** Modelo B.

7.2 Resultados Numéricos e Experimentais

Apresenta-se de seguida, Figura 7.11, a relação entre o momento fletor e o ângulo de rotação (em radianos) obtido através do deslocamento horizontal a meio da secção do topo do elemento vertical de madeira assim como os momentos máximos verificados, Quadro 7.1. Como nos modelos se considerou apenas a flexão pura, confrontaram-se os resultados do modelo com o momento introduzido experimentalmente através do binário dos banzos superior e inferior.

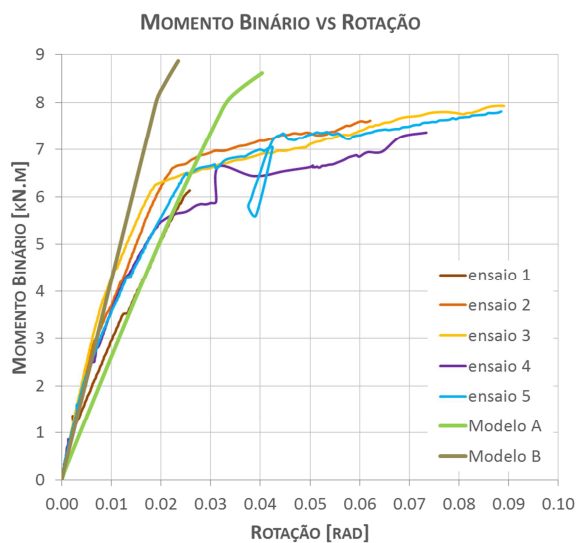


Figura 7.11 – Resultados numéricos e experimentais.

Quadro 7.1 – Resultados máximos dos momentos resistentes.

	Modelo A	Modelo B	Estudo Analítico	Ensaios					
				1	2	3	4	5	Média
$M_{R,m}$ [kN.m]	8,616	8,868	8,200	6,135	7,617	7,929	7,367	7,814	7,372

7.2.1 Análise Comparativa entre os Modelos Numéricos

O comportamento apresentado pelo Modelo A relativamente ao Modelo B é o esperado, uma vez que no segundo a madeira foi considerada um material isotrópico, admitindo-se o módulo de elasticidade longitudinal em todas as direções, que veio tornar os elementos de madeira mais rígidos, assim como, o facto de não se entrar com a limitada resistência à tração do betão fez com que o aço, embutido no betão, tivesse a sua tensão reduzida e consequentemente a deformação também. Deste modo, naturalmente esperava-se que o Modelo B ($\approx 418 \text{ kN.m/rad}$) apresentasse uma rigidez inicial mais elevada que a do Modelo A ($\approx 239 \text{ kN.m/rad}$), como se acabou por verificar.

Ter-se considerado a madeira isotrópica, veio também contribuir para que a rotação fosse mais reduzida, dado tal consideração ter tornado o modelo mais rígido, sendo o elemento de madeira vertical um forte contribuidor a deformação do objeto em estudo. Na realidade o facto das propriedades perpendiculares às fibras da madeira serem bastante reduzidas comparadas com as da direção do fio, quando solicitadas nessa direção, como no caso em estudo, o elemento apresenta deformações significativas. Também a não consideração da baixa resistência à tração no betão, veio diminuir as tensões nos varões de aço fazendo que consequentemente as extensões dos mesmos fossem mais reduzidas.

Os dois modelos apresentaram uma carga de rotura muito semelhante e reduzida plastificação, o que pode indicar que as condições dos varões, *embedded*, podem estar a condicionar devido às restrições impostas a nível de graus de liberdades translacionais, como já foi referido.

Outra componente que contribui, ainda que pouco significativamente, para a deformação do modelo é a definição do apoio nas duas superfícies. Para a sua modelação consideraram-se as superfícies superior e inferior da madeira na zona do contacto com os 3 graus de liberdade translacionais restringidos. Na realidade, verifica-se um pequeno levantamento num trecho da superfície inferior da madeira que inicialmente se encontra em contacto com o apoio. A condição de apoio restringe esse levantamento no modelo, ainda que seja uma simplificação aceitável. No entanto, para se modelar convenientemente o apoio ter-se-ia de saber a pressão de confinamento introduzida no apoio para se poder determinar em que zona haveria

levantamento da madeira, ou então confinar ainda mais a madeira de modo a impossibilitar de todo os deslocamentos verticais.

7.2.2 Comparação dos Resultados Numéricos com aos Experimentais e Analíticos

A nível das propriedades dos materiais o Modelo A é aquele que mais se aproxima da realidade, apresentando-se menos rígido que o Modelo B pelas simplificações já enunciadas. No entanto, na análise do enquadramento dos resultados numéricos há que ter em atenção as considerações efetuadas na elaboração do modelo propriamente dito, nomeadamente nas ligações dos varões de aço com os elementos de madeira e betão.

Sendo aquele que tem uma modelação do material mais próxima da realidade, seria de esperar que tivesse o comportamento mais próximo relativamente aos resultados experimentais. No entanto, é o Modelo B que se apresenta melhor enquadrado, pelo menos inicialmente, tendo o Modelo A uma rigidez pós-cedência que melhor, ainda que não muito fielmente, se aproxima dos resultados experimentais.

Os momentos resistentes de ambos os modelos apresentam-se um pouco acima dos experimentais, o que já era esperado uma vez que os ensaios experimentais como já foi referido anteriormente não tiveram uma flexão totalmente pura, tendo-lhes sido reduzida a sua resistência.

Segundo Negrão *et al.* (2014) para um betão C80/95 o valor médio do momento resistente nesta ligação seria de 8.2kN.m, o que se aproxima dos resultados numéricos obtidos.

Contudo, a análise deste enquadramento não pode ser feita numa forma tão linear uma vez que foram feitas considerações a nível dos contactos e interações que segundo o regime de tensões verificado se mostram ser de importante definição. Nomeadamente a modelação do comportamento da resina na ligação madeira/aço. Também será relevante desenvolver uma análise numérica em que se tenha em consideração o volume dos varões dentro dos elementos de madeira e betão, uma vez que o nó tem dimensões reduzidas, levando a que o volume dos varões desempenhe um papel importante na distribuição de tensões.

Nitidamente a elaboração dos modelos numéricos não foi eficaz na modelação do regime plástico da ligação, contudo demonstrou ser eficaz para a obtenção do regime de tensões, sendo o Modelo A um modelo neste aspeto mais rigoroso.

8 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1 Conclusões

Este tema de dissertação surgiu com o objetivo central de se verificar o regime de tensões no nó de betão através da modelação numérica da ligação em estudo, assim como o de comparar resultados numéricos com os experimentais e analíticos. Deste estudo pôde-se então concluir:

- A ligação estudada permite ultrapassar o problema da fragilidade da madeira a nível das ligações, dando-lhe uma ductilidade elevada;
- Confere ainda uma rigidez inicial elevada à mesma;
- É essencial ter em consideração a não linearidade do comportamento da ligação, uma vez que a sua elevada ductilidade e deformabilidade, levam a uma divergência do comportamento elástico linear;
- O comportamento elástico linear apenas se verifica para pequenas deformações;
- Deve-se ter em consideração a hipótese de confinamento ou aparafusamento da madeira na zona adjacente à ligação desta com os varões de aço, uma vez que estes últimos induzem tração na madeira;
- O refinamento adequado da malha neste modelo numérico é essencial para uma compreensão correta do comportamento do nó de betão, pois permite a determinação dum espectro mais alargado e rigoroso das isolinhas de tensão;
- Apesar da ligação ser só simétrica num plano (devido ao encaixe dos varões construtivos) poder-se-ia ter considerado a possibilidade uma modelação futura apenas dum quarto do modelo, com tendo em conta considerações que isso implica. No presente modelo optou-se por não o fazer, de modo a ter um modelo mais próximo do esquema experimental e ter em consideração a ortotropia da madeira patente num dos modelos;
- A posição e condições de apoio influenciam os resultados, mais concretamente a nível da deformada;
- A resistência máxima dos modelos é próxima nos valores obtidos pelos resultados experimentais;
- A plastificação do modelo numérico não se adequa à verificada nos resultados experimentais;

8.2 Desenvolvimentos Futuros

Face às potencialidades demonstradas da ligação em estudo, propõem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Desenvolvimento dum novo modelo numérico totalmente em elementos sólidos, de modo a se considerar o volume dos varões na madeira e no betão, assim como o reduzido volume e comportamento da resina. Sugere-se também uma modelação apenas dum quarto do modelo, permitindo um refinamento ainda maior;
- Ensaios de caracterização completa dos materiais usados de modo a se fazerem estudos mais completos, tanto analíticos como numéricos, do comportamento esperado;
- Ensaios experimentais da ligação entre os varões de aço e a madeira, por intermédio de resinas e outros materiais, de modo a se ir construindo uma base de dados de soluções alternativas, assim como possibilitar o melhoramento da ligação inicial;
- Ensaios experimentais da ligação à flexão simples;
- Com o intuito de alargar a base estatística do comportamento desta ligação, sugere-se um aumento do número de ensaios realizados, de modo a se puder quantificar melhor a variabilidade do seu desempenho e resistência, podendo-se assim mais tarde, ter bases suficientes para uma normalização do seu processo de cálculo;
- Estudos paramétricos mais abrangentes, variando por exemplo o número e diâmetro dos varões e alargar o estudo a derivados da madeira, nomeadamente à madeira lamelada colada;
- Ampliação do seu estudo a outras zonas, como sejam zonas de emenda ou ligações de viga a pilares intermédios, e a ligação de elementos com secção diferente.
- Registrar o deslizamento entre os varões tracionada e a madeira através duma marca nos primeiros antes da betonagem.
- Verificação do seu comportamento ao Estado Limite de Serviço;
- Ensaios da ligação a momentos de abertura;
- Estudo sísmico da ligação através de aplicação de cargas cíclicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS Analysis User's Manual - Version 6.11 (2011). Simulia.

Archdaily@ (2013). <http://www.archdaily.com.br/br/01-27417/metropol-parasol-jurgen-mayer-h-architects>. Metropol Parasol.

Barroso, D.J.D. (2012). “Modelação Numérica e Computacional de Vigas de Madeira Pré-Esforçadas” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Blass, H.J., e Bejtka, I. (2001). “Screws with continuous thread in timber construction. In joints in timber structures.” *Proceedings of the International RILEM Synopsium*, PRO 22, Germany.

Dias, A.M.P.G. (2010). Estruturas de madeira e alvenaria – Apontamentos de apoio, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

EN 338 (2003). *Structural Timber- Strength Classes*, CEN. Bruxelas.

EN 1912 (2004). *Structural timber. Strength classes. Assignment of visual grades and species*, CEN. Bruxelas.

Engenhariacivil @ (2014). <http://www.engenhariacivil.com/edificio-comercial-ambiental>. O Edifício Comercial Mais Ambiental do Mundo.

Frühwald, E., Serrano, E., Toratti, T., Emilsson, A., Thelandersson, S. (2007). “Design of safe timber structures – How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber?” *Lund Institute of Technology*, Lund University.

- Forest Products Laboratory (2010). *Wood handbook - Wood as an engineering material. Centennial Edition*, United States Department of Agriculture Forest Service, Madison, Wisconsin.
- Gonçalves, T.A.P. (2014). “Estudo experimental de nós de pórticos de madeira em betão armado” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra (em curso).
- Houtte, A. V., Buchanan, A., e Moss, P. (2004). "Moment-resisting connections in laminated veneer lumber (LVL) frames." *World Conference on Timber Engineering*, Vol I, 247-252.
- Komatsu, K., Akagi, M., Kawai, C., Mori, T., Hattori, S., e Hosokawa, K. (2008). "Improved column-beam joint in glulam semi-rigid portal frame." *World Conference on Timber Engineering*.
- Komatsu, K., Nakashima, S., e Kitamori, A. (2012). "Development of ductile moment-resisting joint based on a new idea for glulam portal frame structures." *World Conference on Timber Engineering*, Nova Zelândia, 156-161.
- LNEC-M2 (1997). *Pinho Bravo para estruturas*. Série, madeira para construção. Lisboa.
- Lourenço, P.B. (1999). *Métodos Computacionais da mecânica dos sólidos não-linear*, Portugal.
- Luccioni, B. (2003). *Apuntes de Mecánica de Daño Continuo*. Departamento de Resistencia de los Materiales y Estructuras a la Ingeniería, Universidade Politècnica de Catalunya.
- Madeiraestrutural@ (2009). <http://madeiraestrutural.wordpress.com/2009/06/22/templo-horyu-ji-a-construcao-de-madeira-mais-antiga-do-mundo/>. Templo Horyu-ji, A construção de madeira mais antiga do mundo.
- Malm, R. (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*. Ph.D thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Mateus, T.J.E. (2000). *Bases para o dimensionamento de estruturas de madeira*, 2.^a edição, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Ministério do equipamento social, Memória N.º 179, Lisboa.

- Matsumoto, S., Ohkubo, T., Watanabe, Y., e Kajita, E. (2012). "Development of the high-strength and high-ductility timber framed joints using drift pins and fiber reinforced plastics." *World Conf. on Timber Engineering*, Nova Zelândia, 223-226.
- Monteiro, S.R., Dias, A.M., e Negrão, J.H. (2011). "Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de ligações mistas madeira-betão realizadas através de entalhes colados." *CIIMAD 11 – 1.º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira*.
- Morgado, T.F.M. (2013). "Classificação e Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo." Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Nakatani, M., Mori, T., e Komatsu, K. (2006). "Development of moment-resisting joint systems using lagscrewbolts." *World Conference on Timber Engineering*.
- Negrão, J.H., Gonçalves, T., Brito, L.D., Lopez, G.M., Dias, A., Lahr, F.R., Júnior, C.C. (2014). "Nós de betão armado resistentes a momentos para pórticos de madeira lamelada colada - EBRA14-EST-001." *XIV EBRAMEM – Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira*, Natal, Brasil (em fase de publicação).
- NP 4305 (1995). *Madeira Serrada de Pinheiro Bravo para Estruturas. Classificação Visual*. Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN 1991-1-1 (2009). *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-1:Acções gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Comité Europeu de Normalização, Instituto Português de Qualidade. Bruxelas.
- Scheibmair, F., e Quenneville, P. (2010). "Expedient moment connections for large scale portal frame structures." *World Conference on Timber Engineering*.
- Scheibmair, F., e Quenneville, P. (2012). "The quick connect moment connection for portal frame buildings—an introduction and case study." *World Conference on Timber Engineering*, Nova Zelândia, 192-201.

Sika (2011). “Ficha Técnica de Produto Icosit® K 101 TW.” Sika Portugal, S.A.

Smedley, D., Tiew, J., Roseley, A., Ahmad, Z., e Ansell, M. P. (2012). "Innovative timber exhibition hall in Johor, Malaysia, constructed from indigenous hardwood using bonded-in moment-resisting connections." *World Conference on Timber Engineering*, Nova Zelândia, 502-503.

STEP. (1995). “Timber Engineering”, First Edition Netherlands.

Theilandansson, S., e Larsen, H.J. (2003). “Timber Engineering”. John Wiley & Sons, LTD.

WCTE@ (2014). <http://www.wcte2014.ca/>. World Conference on Timber Engineering.