



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

Comportamento mecânico de ligações madeira-betão com elementos de secção circular

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

Autor

André Filipe da Silva Marques

Orientadores

Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias

Carlos Eduardo de Jesus Martins

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, julho, 2014

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação e o trabalho realizado não teriam sido possíveis sem os meus orientadores, e por isso deixo aqui uma palavra de agradecimento ao Prof. Alfredo Dias pelo apoio e disponibilidade demonstrada e por me ter permitido realizar trabalho nesta área do meu interesse pessoal, e ao Carlos Martins pelo acompanhamento e apoio durante toda a parte experimental.

Não posso deixar de fazer referência a todas as entidades que de algum modo contribuíram para a realização deste trabalho, nomeadamente a BETÃO LIZ, S.A. que, pela pessoa do Eng.º Aníbal Ferreira, nos forneceu o betão necessário para as betonagens dos provetes e permitiu o uso do espaço nas instalações da empresa para as betonagens e armazenamento dos provetes. Agradeço ainda ao Sr. Licínio, pela ajuda experiente prestada durante as betonagens e ao Sr. Paulo pela simpatia e disponibilidade e também à restante equipa que de alguma forma contribuiu para a realização do trabalho. Um agradecimento à empresa PEDROSA & IRMÃOS, Lda, promotora do projeto em curso e que forneceu as peças de madeira. Finalmente, deixo também uma palavra de agradecimento à SIKA PORTUGAL, S.A., pelo fornecimento da resina utilizada na colagem dos varões de aço.

Agradeço ainda aos funcionários do DEC-FCTUC, o Sr. Edmundo Pais pela ajuda no transporte dos provetes e realização de cofragem e ao Sr. Zé António pelo transporte dos provetes e pela boa disposição.

Por fim, um agradecimento muito especial aos meus pais e às minhas irmãs, a quem dedico este trabalho, por todo o apoio e sacrifício durante todo o meu percurso académico, e à minha namorada Vera Marques, pela presença constante nos bons e maus momentos e me apoiou em todas as etapas da vida académica.

A todos Muito Obrigado.

RESUMO

Este trabalho está inserido num projeto a decorrer na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, cujo objetivo principal é potenciar o uso de elementos de madeira de Pinheiro Bravo de secção circular (toros) em tabuleiros de pontes mistas madeira-betão, inseridas em estradas florestais e rurais.

Foi realizado um pré-dimensionamento para determinar qual o diâmetro médio dos elementos de madeira a utilizar, para um conjunto de vãos esperados e seguindo os princípios de análise presentes nas partes 1 e 2 do Eurocódigo 5 (EC5), bem como as disposições relativas às ações atuantes definidas na parte 2 do Eurocódigo 1 (EC1).

Um aspeto central, do comportamento mecânico deste tipo de soluções em geral e neste estudo em particular prende-se com as propriedades mecânicas da ligação a utilizar. Assim, apresenta-se neste documento um levantamento bibliográfico de vários estudos com diferentes tipos e configurações de ligações existentes e utilizados em aplicações práticas semelhantes.

Do levantamento bibliográfico conduzido optou-se pelo estudo experimental de duas configurações distintas: (i) Ligadores cravados na perpendicular ao eixo do toro de madeira (CP90), e (ii) Ligadores colados na madeira com um ângulo de 45° em relação ao toro e cruzados entre si (CI45).

A obtenção das propriedades mecânicas (capacidade de carga e rigidez) de cada tipologia de ligação resultou da realização de ensaios de corte simétricos seguindo o procedimento descrito na Norma EN 26891. Para a capacidade de carga obtiveram-se os valores médios de 64,9 kN para configuração CP90 e 135,2 kN para a configuração CI45. Os valores da rigidez foram de 35,9 kN/mm e de 233,9 kN/mm, respetivamente para a configuração CP90 e CI45.

Foram ainda realizados dois ensaios de fadiga em provetes com a configuração CP90 para avaliar a influência dos ciclos de carga na rigidez e capacidade de carga da ligação.

ABSTRACT

The present study is part of a research project developed at the Faculty of Sciences and Technology of the University of Coimbra whose main goal is to promote the use of Maritime Pine round timber elements (poles) on timber-concrete bridges inserted in forest and rural roads.

A previous design was conducted to determinate the mean value for the diameter of the timber elements to be used, following the analysis principles presented in Eurocode 5, parts 1 and 2, as well as the specifications concerning actions defined in Eurocode 1, part 2.

A key aspect in the mechanical performance of this type of structures in general but particularly in this study is related to the mechanical properties of the connection system to be used. Therefore in this document a literature review is presented with the aim of making a survey of the existing types and configurations of connection systems used in similar applications.

From the survey presented were chosen two distinct configurations to evaluate the mechanical behavior through experimental tests: in the first one the fasteners were hammered perpendicular to the log (CP90) and in the second one the fasteners were glued in an “X” shape with an inclination of 45° to the log (CI45). For both connection types were used 16 mm nominal diameter steel rods for construction.

The shear tests were performed in the specimens according to EN 26891, and it was possible to determinate the mechanical properties relevant to the design of timber-concrete structures (load carrying capacity and stiffness). For the ultimate load capacity of the connection the mean values of 64,9 kN and 135,2 kN were obtained for the CP90 and CI45 configurations, respectively. The stiffness values were 35,9 kN/mm for the CP90 configuration and 233,9 kN/mm for the CI45 configuration.

Additionally two fatigue tests were performed on specimens with the CP90 configuration to evaluate the influence of load cycles in stiffness and ultimate load capacity of the connection.

ÍNDICE

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	ii
Abstract.....	iii
Índice.....	iv
Índice de Figuras.....	vi
Índice de Quadros.....	viii
Simbologia.....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivo do trabalho.....	2
1.3. Organização da dissertação.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão.....	12
2.3. O sistema de ligação.....	16
2.4. Configuração dos provetes para realização de ensaios experimentais.....	30
3 ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	32
3.1. Enquadramento.....	32
3.2. Configuração dos provetes.....	36
3.2.1. Provetes com ligadores perpendiculares ao toro de madeira (CP90).....	36
3.2.2. Provetes com ligadores inclinados a 45° em relação ao toro de madeira (CI45)....	39
3.3. Configuração do ensaio.....	43
3.4. Metodologia experimental.....	44
3.4.1. Ensaio de corte estáticos.....	44
3.4.2. Ensaio de corte de fadiga.....	47
4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	48
4.1. Apresentação de resultados.....	48

4.1.1.	Série com ligadores perpendiculares ao toro de madeira (CP90) – Ensaios estáticos	48
4.1.2.	Série com ligadores perpendiculares ao toro de madeira (CP90) – Ensaios de fadiga	57
4.1.3.	Série com ligadores inclinados a 45° em relação ao toro de madeira (CI45) – Ensaios estáticos	53
4.2.	Análise de resultados.....	61
5	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	64
5.1.	Conclusões	64
5.2.	Trabalhos futuros	65
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Relação entre peso próprio (g) e vão (l), para diferentes tipos de pavimentos: a) madeira; b) madeira-betão e c) betão armado (retirado de Ceccotti (2002)).	5
Figura 2.2 - Ponte mista <i>Birkberg-bridge</i> , na Alemanha: vista da ponte durante a execução de um ensaio de carga; b) sistema de ligação (retirado de Rautenstrauch <i>et al.</i> (2010)).	8
Figura 2.3 - Ponte mista situada na Figueira da Foz, Portugal: a) vista da ponte concluída; b) execução da ligação.	9
Figura 2.4 - Sistema de ligação utilizado na construção da primeira ponte mista com toros, no Brasil (retirado de Calil <i>et al.</i> (2004)).	10
Figura 2.5 - Data de construção das pontes consideradas no estudo (Rodrigues <i>et al.</i> (2013)).	11
Figura 2.6 - Esquema de viga simplesmente apoiada sob ação vertical: (a) sem comportamento misto; (b) comportamento misto total (Modificado de Rodrigues <i>et al.</i> (2013)).	12
Figura 2.7 - Secção transversal e distribuição de esforços de flexão (retirada do Anexo B, Eurocódigo 5, parte 1-1).	13
Figura 2.8 - Exemplos de diferentes tipos de ligação madeira-betão. (a1) pregos; (a2) varões de aço de construção; (a3/4) parafusos; (b1/2) ligadores, anéis de ligação e placas denteadas, respetivamente; (b3) tubos de aço; (b4) placas de aço perfuradas; (c1) entalhes redondos na madeira e ligadores; (c2) entalhes quadrados e ligadores; (c4) plataforma de placas de madeira pregadas com placas de aço ao corte; (d1) treliça de aço colada na madeira; (d2) placa de aço colada na madeira (retirado de Ceccotti (1995)).	17
Figura 2.9 - Tipos de ligações estudadas para utilização em pontes: (a) pregos; (b) parafusos; (c) parafusos com molas; (d) cavilhas; (e) placa circular oca com parafusos; (f) UCS; (g) placa de aço horizontal com conetores verticais; (h) ligador em X; (i) varões de aço; (j) placa de aço perfurada, (k) TSP; (l) varões de aço com entalhes; (m) cavilhas com entalhes; (n) ligação entalhada; (o) HBV (retirado de Rodrigues <i>et al.</i> (2013)).	18
Figura 2.10 - Esquema de colocação dos ligadores nos provetes (dimensões em cm): a) ligação perpendicular; b) ligação inclinada (Modificado de Segundinho (2005)).	21
Figura 2.11 - Configurações utilizadas para os provetes: a) ligação em "X"; b) ligação perpendicular (retirado de Molina (2008)).	22
Figura 2.12 - Esquema da configuração utilizada nos provetes com ligação inclinada (retirado de Miotto e Dias (2008)).	23
Figura 2.13 - Esquema da configuração para a ligação utilizando placas de aço perfuradas (retirado de Miotto e Dias (2008)).	24
Figura 2.14 - a) Ligação em "X" com varões nervurados (A500) de 10,0 mm de diâmetro colados em furos de 14,0 mm de diâmetro; b) Ligação entalhada com varões nervurados (A500), inclinados, de 10,0 mm de diâmetro colados em furos de 16,0 mm de diâmetro (retirado de Mäkipuro <i>et al.</i> (1996)).	25

Figura 2.15 - Configuração sugerida para realização dos ensaios (retirado de Ceccotti (1995))...	30
Figura 3.1 - Esquema de aplicação dos sistemas de carga descritos no <i>LMI</i> do EC1-parte 2.	34
Figura 3.2 – Vista 3D da modelação do tabuleiro no <i>software</i> SAP TM 2000.	35
Figura 3.3 - Esquema da configuração do provete e ligadores perpendiculares (medidas em mm).	36
Figura 3.4 - a) Pormenor do comprimento final dos ligadores. b) Pormenor do ligador cravado e da pré-furação na peça de madeira.	38
Figura 3.5 – a) Peça de madeira com ligadores cravados em fase de preparação da cofragem; b) Provete descofrado.	39
Figura 3.6 - Esquema da configuração do provete e ligadores inclinados (medidas em mm).	40
Figura 3.7 – a) Furação a 45° nas peças de madeira; b) Comprimento dos ligadores e marcação para dobragem.	42
Figura 3.8 - Colagem dos ligadores inclinados na madeira.....	43
Figura 3.9 - Esquema de ensaio: a) chapa para transferência de carga entre atuador e célula de carga; b) célula de carga de capacidade 200,0 kN; c) chapa de aço para aplicação de carga na peça de madeira; d) defletómetros de curso máximo de 25,0 mm; e) bases magnéticas; f) chapas de aço para apoio do provete.	44
Figura 3.10 - Procedimento de carregamento nos ensaios estáticos.....	46
Figura 3.11 - Procedimento de carregamento nos ensaios de fadiga.....	47
Figura 4.1 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CP90_1 a CP90_8.....	50
Figura 4.2 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CP90_9 a CP90_15.....	50
Figura 4.3 - Provete CP90_2 com confinamento no betão.....	51
Figura 4.4 - a) Fissuração do betão por tração, no plano dos ligadores; b) separação do maciço de betão em dois (provete CP90_11).	51
Figura 4.5 - a) Esmagamento da madeira na zona dos ligadores (provete CP90_14); b) deformação nos ligadores do plano inferior (provete CP90_13); c) esmagamento da madeira com aparente formação de rótula plástica nos ligadores (provete CP90_13).....	52
Figura 4.6 – Deformação nos ligadores. Figura do lado esquerdo corresponde ao provete CP90_1, e a figurado lado direito corresponde ao provete CP90_3.	53
Figura 4.7 - Deformação nos ligadores da série CP90 (provete CP90_15).....	53
Figura 4.8 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CI45_2 a CI45_8.....	55
Figura 4.9 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CI45_9 a CI45_15.....	55
Figura 4.10 - Rotura do provete CI45_10 por <i>splitting</i> no betão.	56
Figura 4.11 - Fissuração observada no betão, antes da rotura total do provete CI45_3: a) plano superior de ligadores; b) plano inferior de ligadores.....	57
Figura 4.12 - Curvas carga vs escorregamento para os ensaios de rigidez no provete CP90_31... 60	
Figura 4.13 - Curvas carga vs escorregamento para os ensaios de rigidez no provete CP90_33... 60	

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores médios dos resultados de resistência e módulo de escorregamento para os três modelos (Pigozzo, 2004).	20
Quadro 2.2 - Decréscimo da rigidez da ligação nos provetes ensaiados. Os valores da rigidez apresentados referem-se a um ligador perpendicular e a uma ligação em “X”, respetivamente (Molina, 2008).	27
Quadro 2.3 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de fadiga (Aldi e Kuhlmann (2010)). .	28
Quadro 3.1 - Valores considerados para os parâmetros definidos no <i>Load Model 1</i> (EC1-parte 2).	33
Quadro 3.2 - Propriedades das peças de madeira: valores mínimos, máximos e médios para diâmetro e massa volúmica.	37
Quadro 3.3 - Valores médios para a resistência à compressão do betão utilizado nos provetes CP90.	38
Quadro 3.4 - Propriedades das peças de madeira usadas nas ligações inclinadas: valores mínimos, máximos e médios para diâmetro e massa volúmica.....	41
Quadro 3.5 - Valores médios para a resistência à compressão do betão utilizado nos provetes CI45.	41
Quadro 4.1 - Resumo dos resultados obtidos para a série CP90 (valores por ligação/ plano de corte).....	49
Quadro 4.2 - Resumo dos resultados obtidos para a série CI45 (valores por ligação/ plano de corte).....	54
Quadro 4.3 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de provetes CP90 com armadura (valores por ligação/ por plano de corte).....	58
Quadro 4.4 - Evolução da rigidez no decorrer dos ciclos de carga, para os provetes CP90_31 e CP90_33 (valores por plano de corte).	59

SIMBOLOGIA

E_1 – módulo de elasticidade da secção de betão

E_2 – módulo de elasticidade da secção de madeira

$(EI)_{ef}$ – rigidez efetiva à flexão da secção mista

F_1 – força máxima atuante no ligador

F_{est} – carga máxima de rotura estimada

$F_{m\acute{a}x}$ – capacidade de carga da ligação

I_1 – momento de inércia da secção de betão

I_2 – momento de inércia da secção de madeira

K_s – rigidez da ligação traduzida pelo seu módulo de escorregamento

Q_k – valor característico do sistema de carga de duplo-eixo do *Load Model 1*

b_1 – largura da secção transversal do elemento de betão

b_2 – largura da secção transversal do elemento de madeira

h_1 – altura da secção transversal do elemento de betão

h_2 – altura da secção transversal do elemento de madeira

q_k – valor característico do sistema de carga uniformemente distribuída do *Load Model 1*

α_Q – coeficiente de ajuste para o sistema de carga de duplo-eixo do *Load Model 1*

α_q – coeficiente de ajuste para o sistema de carga uniformemente distribuída do *Load Model 1*

δ_{max} – escorregamento observado quando se atinge a carga máxima de rotura

δ_{ult} – escorregamento observado no final do ensaio

σ_1 – tensão normal no elemento de betão

σ_2 – tensão normal no elemento de madeira

$\sigma_{m,1}$ – tensão normal de flexão no elemento de betão

$\sigma_{m,2}$ – tensão normal de flexão no elemento de madeira

$\tau_{2,max}$ – tensão tangencial máxima

ν_{01} – escorregamento registado para uma carga aplicada de 0,1Fest

ν_{04} – escorregamento registado para uma carga aplicada correspondente a 0,4Fest ou escorregamento inicial

$\nu_{i,mod}$ – escorregamento inicial modificado

1 INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A ideia de se construírem estruturas mistas madeira-betão surgiu no seguimento de um princípio até então usado, no qual se associavam várias peças de madeira através de ligadores metálicos de modo a criar uma secção composta (Ceccotti, 1995). Este tipo de solução viu o seu desenvolvimento impulsionado, na Europa, na sequência das duas guerras mundiais (1914 – 1918 e 1939 – 1945). O aço disponível era utilizado para o fabrico de armas e outros instrumentos de utilização militar, pelo que houve uma escassez deste material para uso na construção (Van der Linden, 1999). Por este motivo houve necessidade de apostar em soluções alternativas para uso estrutural e a combinação dos dois materiais, a madeira e o betão, revelou-se como uma boa aposta, uma vez que a quantidade de aço usada é bastante menor, comparativamente com as construções em betão armado.

Em termos de comportamento mecânico, estes materiais diferem bastante entre si, o betão é um ótimo material para resistir a esforços de compressão e a madeira, por seu lado, resiste bastante bem a esforços de tração, devidos a flexão, perante os quais o betão não apresenta um bom comportamento. A associação destes materiais permite assim um bom aproveitamento das suas propriedades resistentes (Ceccotti, 1995). No entanto, neste tipo de soluções, há que ter em atenção que, sempre que se usam ligações flexíveis e dependendo da rigidez da mesma, existe um deslocamento relativo entre os dois materiais, designado por escorregamento, e que não permite que se obtenha o máximo proveito do comportamento misto da secção. Por forma a tentar impedir ou limitar este escorregamento, utilizam-se elementos de ligação entre os materiais, cuja função é transmitir as forças tangenciais que se desenvolvem na interface entre os mesmos e desta forma melhorar o comportamento misto da estrutura (Ceccotti, 2002).

A aplicação desta técnica construtiva apresenta grande interesse para aplicação em reabilitação de edifícios, particularmente dos seus pavimentos antigos de madeira, havendo registos da sua utilização um pouco por toda a Europa (Van der Linden (1999) e Dias (2005)). Neste campo de aplicação o uso de soluções mistas madeira-betão apresenta algumas vantagens quando comparadas com outras técnicas. Dependendo do estado de conservação da estrutura original, podem ser efetuadas intervenções de baixo custo e de rápida execução, com

um nível mínimo de intrusão e alteração do edifício, com ganhos bastante significativos em termos de rigidez e resistência dos pavimentos, assim como melhoria de outras propriedades.

Além da reabilitação, uma outra aplicação possível para as soluções mistas madeira-betão passa pela construção de tabuleiros de pontes, tanto pedonais, como rodoviárias. Nos países nórdicos existe uma ampla aplicação deste tipo de soluções, no entanto podem encontrar-se pontes mistas um pouco por toda a Europa, inclusive em Portugal (Rodrigues *et al.*, 2013). Nesta vertente, são utilizadas, maioritariamente, duas opções, que passam pela utilização de uma laje de betão superior suportada por um conjunto de vigas de madeira maciça ou lamelada-colada, em que as vigas estão espaçadas entre si, ou então, a utilização desta mesma laje associada a um conjunto de vigas de madeira de secção circular justapostas (Pigozzo (2004), Rodrigues *et al.* (2013)).

Tanto na aplicação das estruturas mistas em pavimentos, como em tabuleiros de pontes, importa conhecer o comportamento misto da mesma, o qual é influenciado de forma significativa pelo tipo de ligação usado e suas propriedades mecânicas. Esta influência é de grande importância na aplicação em tabuleiros pois, devido ao tipo de estrutura em causa, tanto as exigências de segurança, como os níveis de carga aplicados são mais elevados, o que implica que haja a necessidade de um estudo aprofundado das propriedades da ligação a usar. Esta necessidade de estudo é ainda reforçada pelo fato de não existir nenhuma regulamentação específica relativamente a este tipo de estrutura nem às ligações usadas.

1.2. Objetivo do trabalho

O presente trabalho pretende estudar o comportamento mecânico de ligações em estruturas mistas madeira-betão, com elementos de madeira de Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster*) com secção transversal circular (toros). Pretende-se que as ligações estudadas sejam aplicadas a tabuleiros de pontes para tráfego rodoviário, inseridas em estradas florestais e caminhos rurais, nos quais se prevê, devido à própria localização e tipologia de via, uma intensidade de tráfego bastante reduzida. A finalidade destas pontes é, maioritariamente, vencer pequenos vãos, tipicamente inferiores a 8,0 m, para travessia de pequenos cursos de água e quaisquer outros obstáculos. Uma vez que estas situações não têm uma grande notoriedade nem visibilidade, as exigências em termos de estética e enquadramento não são tão grandes, logo, interessa que a solução a adotar tenha um custo reduzido, mas que assegure as condições de segurança e durabilidade indispensáveis a uma estrutura desta natureza.

O uso de elementos de madeira de secção circular surge nesta linha de pensamento. O facto de se utilizarem toros de madeira reduz, logo à partida, o custo de processamento da madeira e trará outras poupanças, caso os recursos estejam disponíveis localmente. Adicionalmente, na escolha da ligação, um dos principais critérios a ter em conta será o seu custo, associado à rapidez e facilidade de execução.

Na solução em estudo, as peças de madeira de secção circular (toros) serão associadas a uma laje superior em betão. As peças de madeira são colocadas justapostas, formando uma plataforma inferior que serve como cofragem para a betonagem da laje e pretende-se que seja possível a utilização de toros de madeira descascados, sem serem torneados.

Relativamente ao sistema de ligação, existem na literatura vários que são possíveis de usar para materializar a ligação entre o betão e a madeira, com várias configurações e características distintas. Inicialmente serão escolhidas duas configurações com base naquelas encontradas na literatura, as quais serão otimizadas para aplicação em tabuleiros de pontes mistas madeira-betão, utilizando toros. Para o efeito serão construídos provetes mistos madeira-betão com o sistema e configuração de ligação escolhidos e serão realizados ensaios de corte nos mesmos, para estudo do comportamento e determinação das propriedades mecânicas da ligação relevantes para o dimensionamento de tabuleiros mistos, nomeadamente a sua capacidade de carga, $F_{máx}$, a sua rigidez, K_s , e ainda o deslocamento máximo, $\delta_{máx}$, que permite determinar se a ligação apresenta um comportamento dúctil ou frágil.

Além destes ensaios estáticos de corte serão ainda realizados ensaios de fadiga em alguns provetes, com o objetivo de se estudar qual a influência dos ciclos de carga-descarga, proporcionados pela circulação do tráfego numa situação real, nas propriedades mecânicas da ligação, nomeadamente na sua rigidez, K_s , e na sua capacidade de carga, $F_{máx}$. Estes ensaios de fadiga em provetes mistos madeira-betão são o início de uma série de ensaios experimentais desta natureza que será realizada no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Por este motivo o número de ciclos aplicados aos provetes não foi ainda elevado.

1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação está organizada em 5 capítulos, os quais são descritos resumidamente nesta secção.

Neste Capítulo 1, que serve como introdução ao trabalho, é feito um enquadramento geral do estudo a realizar e são ainda apresentados os objetivos do mesmo.

No Capítulo 2 é apresentada uma introdução acerca da evolução da utilização das estruturas mistas, seguida de uma revisão bibliográfica de alguns trabalhos realizados no âmbito do estudo do comportamento de ligações direcionadas para uso em estruturas mistas madeira-betão, e ainda algumas considerações acerca da configuração dos provetes para ensaios de corte em ligações madeira-betão. São também apresentadas as normas usadas a nível internacional para o dimensionamento deste tipo de estruturas.

No Capítulo 3 é apresentado um enquadramento pormenorizado do trabalho, é descrita a metodologia experimental e o equipamento utilizado. É também apresentada a configuração detalhada dos provetes ensaiados, bem como as características dos materiais e ainda alguns aspetos da execução dos trabalhos considerados relevantes.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais, para cada tipo de ligação ensaiada, e uma análise dos mesmos, bem como alguns comentários considerados relevantes sobre a realização dos ensaios.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões retiradas do presente trabalho e ainda algumas considerações e sugestões para eventuais trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução

Apesar de as estruturas mistas madeira-betão se terem desenvolvido maioritariamente devido à escassez de aço, após a 1ª e 2ª Guerras Mundiais, este sistema construtivo provou ser uma boa alternativa às estruturas de madeira, nomeadamente em pavimentos e também em tabuleiros de pontes, uma vez que a sua resistência pode aumentar duas a três vezes e a sua rigidez no plano aumentar cerca de três ou quatro vezes (Ceccotti, 1995).

Esta solução pode ser bastante eficaz, uma vez que se conseguem estruturas relativamente leves, e com elevada capacidade de carga, como é perceptível na Figura 2.1 onde se apresenta a relação entre o peso próprio e o vão para vários tipos de pavimentos, para uma carga de serviço de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

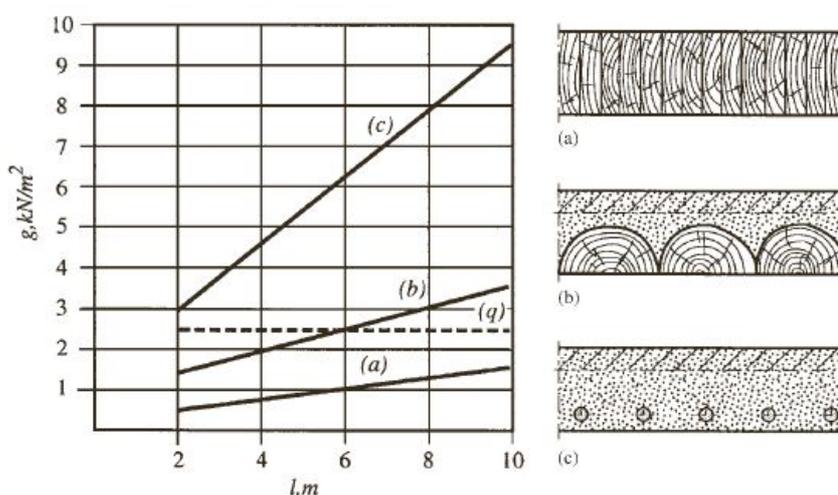


Figura 2.1 - Relação entre peso próprio (g) e vão (l), para diferentes tipos de pavimentos: a) madeira; b) madeira-betão e c) betão armado (retirado de Ceccotti (2002)).

Como se pode observar há uma clara diminuição do peso próprio de um pavimento misto em relação a uma laje de betão armado o que, nos edifícios correntes, pode levar a que haja uma redução das fundações do edifício. Em comparação com um pavimento de madeira, há um aumento do peso próprio, no entanto, este facto é compensado com o grande aumento de resistência e rigidez.

Além dos aspetos já identificados, Ceccotti (2002) apresenta outras características interessantes relativamente a este tipo de solução mista, nomeadamente a melhoria do seu comportamento acústico comparativamente às estruturas de madeira, situação também verificada por Godinho *et al.* (2013), uma vez que, devido à sua maior massa, há um aumento do isolamento aos sons aéreos e, em relação às estruturas de betão, há uma melhoria do isolamento aos sons de percussão que se deve ao maior amortecimento da madeira. Outra importante característica deste sistema é a sua resistência ao fogo. A laje superior de betão evita a propagação do fogo a compartimentos vizinhos, e funciona como um revestimento de proteção para a madeira reduzindo o efeito da temperatura e atrasando a sua carbonização. Por outro lado, a camada carbonizada na madeira fornece proteção ao betão e aos ligadores contra as altas temperaturas (Frangi *et al.*, 2008). Desta forma, a resistência ao fogo de uma estrutura mista madeira-betão pode aumentar de 60 para 90 minutos, quando comparado com uma laje tradicional de betão armado (Natterer, 2002). Uma vantagem acrescida é ainda a possibilidade de haver um consumo dos recursos de madeira locais, assim como a competitividade em comparação com uma estrutura de betão armado, em termos de custo total, devido à rápida construção e também devido à menor necessidade de cofragem, uma vez que, em determinadas situações, poderá ser utilizado o pavimento existente em soalho de madeira como cofragem perdida (Ceccotti, 2002).

Ceccotti (2002) menciona ainda outra propriedade importante das estruturas mistas madeira-betão que é o facto de possuírem uma grande capacidade de distribuição transversal na situação de aplicação de cargas pontuais, conferida pela laje de betão existente que distribui transversalmente as cargas aplicadas pelas vigas inferiores de madeira, situação também verificada por Dias *et al.* (2013). Esta propriedade estrutural tem particular interesse quando se aplica este tipo de solução mista em tabuleiros de pontes, devido à natureza das cargas a que, normalmente, estas estruturas estão sujeitas.

No entanto, apesar de todas estas vantagens, as estruturas mistas madeira-betão também apresentam os seus inconvenientes, dos quais se destaca o comportamento a longo-prazo dos materiais constituintes. De facto, existem fenómenos dependentes do tempo que afetam tanto o comportamento da madeira como o do betão e originam tensões e deformações adicionais nos materiais que podem revelar-se significativas e não podem ser desprezadas. Ceccotti (2002) apresenta algumas conclusões, retiradas de vários estudos realizados com o intuito de compreender a influência do comportamento diferido dos materiais a longo-prazo no comportamento global da estrutura mista. Das conclusões apresentadas, destaca-se o facto de as deformações a longo-prazo, para condições de cargas de serviço, poderem duplicar relativamente às deformações elásticas iniciais, ou mesmo quadruplicar perante condições de ambiente exterior. Outro aspeto menos vantajoso das estruturas mistas prende-se com a

durabilidade da madeira quando sujeita a condições ambientais extremas. De forma a conseguir-se uma durabilidade da estrutura que seja adequada às suas funções, são necessários determinados cuidados adicionais na conceção e execução da mesma, de maneira a proteger a madeira do contacto direto com o solo e com possíveis focos de humidade.

Devido a todas as características apresentadas, atualmente este tipo de estrutura mista é bastante popular em alguns países, para uso em reabilitação de edifícios antigos, bem como para uso em tabuleiros de pontes (Yeoh *et al.* (2011) e Rodrigues *et al.* (2013)).

Um exemplo do interesse crescente na aplicação deste sistema é dado por Poštulka (1997) (em Van der Linden (1999)), quando faz referência a mais de 10,000 m² de pavimentos de madeira reabilitados, desde 1960, utilizando este tipo de solução para o efeito, onde a ligação entre os elementos de madeira e betão foi conseguida recorrendo a pregos. O mesmo menciona ainda a utilização desta solução, pela primeira vez, em Bratislava, na reabilitação de um edifício histórico, em 1960, onde o custo de reforço do pavimento foi menos de metade do preço da construção de um novo.

Dias (2005) faz referência a outros autores que apresentam vários exemplos da aplicação deste sistema misto madeira-betão na renovação de edifícios, nomeadamente, Godycki, Pawlica e Kleszczewski (Rilem TC111 CST, 1992) que mencionam o restauro de uma área de 1000 m² em Lodz, na qual a ligação também foi feita com pregos; Turrini e Piazza (Rilem TC111 CST, 1992) descrevem várias aplicações em edifícios históricos Italianos onde as ligações foram cavilhas de aço aplicadas por colagem na madeira através de uma pré-furação de diâmetro superior ao do ligador.

Na aplicação desta técnica construtiva a tabuleiros de pontes, destacam-se, essencialmente, duas soluções distintas: (i) tabuleiros formados por vigas em T e (ii) tabuleiros em laje. Este último é conseguido através da betonagem da laje de betão em cima de uma camada de madeira. Esta camada é, normalmente, constituída por vigas de secção circular (toros) ou vigas de secção retangular, que têm a particularidade de funcionar igualmente como cofragem perdida (Pigozzo (2004) e Rodrigues *et al.* (2013)).

Devido à crescente utilização das estruturas mistas madeira-betão em pontes, Lee (1999) realizou um pequeno estudo económico comparando os custos associados a diferentes soluções para construção deste tipo de estrutura. Para a mesma situação, e prevendo-se o mesmo período de vida útil, concluiu que a escolha por uma solução mista, com um tabuleiro em betão, associado a vigas inferiores de madeira, é uma opção bastante competitiva em relação às alternativas em madeira ou noutro material como betão armado, ou mesmo aço.

Nolan (2002) (em Dias (2005)) refere que são construídas pontes mistas madeira-betão nos Estados Unidos da América, desde 1932, pelo Departamento de Estradas do Estado de Oregão. O mesmo trabalho menciona também outras pontes construídas na Austrália entre 1949 e 1980 que foram sujeitas a inspeções após entrarem em atividade, e cujos resultados obtidos indicam que, mesmo com um baixo nível de manutenção, estas pontes poderiam estar em serviço por períodos de tempo relativamente longos, desde que determinados aspetos construtivos fossem levados em consideração no projeto.

Em Van der Linden (1999) é feita referência a Nauta (1984), onde se indicam várias pontes mistas madeira-betão construídas desde 1970, na Nova Zelândia. Uma dessas pontes é a *Poporangi Stream*, terminada nesse mesmo ano e constituída por duas vigas de madeira lamelada-colada, associadas a uma laje superior de betão. Esta ponte tem três vãos de 10,8 m e uma largura de 3,65 m. Em 1981 foi terminada a construção de uma outra ponte, a *Tauranga Taupo River*, onde também foram utilizadas duas vigas em madeira lamelada-colada, e a ligação entre os elementos da secção transversal foi conseguida através de blocos de madeira colados na face superior das vigas e embebidos na laje de betão. Estes blocos estão sujeitos ao corte e foram associados a parafusos, que previnem o levantamento da laje de betão.

Rautenstrauch *et al.* (2010) apresentam também a *Birkberg-bridge* (Figura 2.2 a)), que foi a primeira ponte mista madeira-betão a ser construída na Alemanha, em 2008. Esta ponte tem um vão de 15,2 m e a sua estrutura é constituída por uma laje de betão com 25,0 cm de espessura, associada a duas vigas de madeira lamelada-colada com 1,26 m de largura e 70,0 cm de altura. Neste projeto-piloto a ligação usada, apresentada na Figura 2.2 b), foi conseguida recorrendo a conectores de aço verticais, que ficaram embutidos no betão, soldados a uma chapa aparafusada na madeira, em entalhes específicos para o efeito.

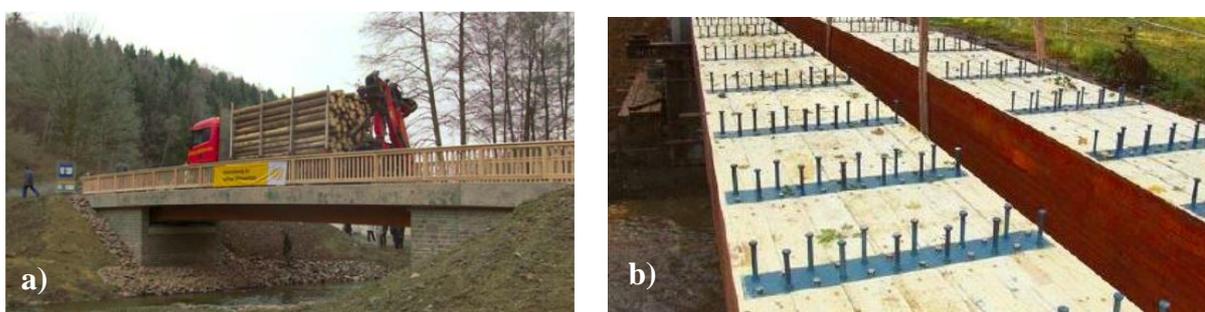


Figura 2.2 - Ponte mista *Birkberg-bridge*, na Alemanha: vista da ponte durante a execução de um ensaio de carga; b) sistema de ligação (retirado de Rautenstrauch *et al.* (2010)).

Em Portugal, localizada na Estrada Florestal 1, no Município da Figueira da Foz, que liga Quiaios a Mira, existe também a única ponte mista do país, como referido por Rodrigues *et al.* (2010). Esta ponte, apresentada na Figura 2.3 a), construída em 2005, apresenta um vão livre de 13,9 m e uma largura de 5,0 m, e é constituída por quatro vigas de lamelado colado e uma laje de betão. Para a ligação foram utilizados varões de aço, de 20,0 mm de diâmetro, inclinados a 45°, em conjunto com entalhes, como é visível na Figura 2.3 b).



Figura 2.3 - Ponte mista situada na Figueira da Foz, Portugal: a) vista da ponte concluída; b) execução da ligação.

A opção da construção de um tabuleiro do tipo laje, torna-se particularmente interessante se forem usadas peças de madeira de secção circular (toros) como elementos estruturais, dado que, ao utilizar-se um maior número de elementos estruturais (toros justapostos) poderá reduzir-se a altura útil do tabuleiro, comparativamente com a solução com vigas de madeira maciça ou mesmo lamelada-colada, onde as vigas apresentam um maior espaçamento e, consequentemente, maior altura. Outro aspeto vantajoso prende-se com a disponibilidade destes recursos, pois, caso os mesmos possam ser obtidos localmente, consegue-se uma redução no custo de transporte e pode ser uma mais-valia social e económica o uso de produtos oriundos da região.

O uso de toros de madeira como elementos estruturais em pontes foi mencionado por Dias (2005), onde o mesmo refere que estes elementos eram utilizados em tabuleiros de madeira, no entanto, a sua utilização nos tabuleiros apresentava algumas desvantagens, designadamente uma capacidade de carga reduzida ou também uma baixa durabilidade. Assim, a utilização da laje de betão proporciona uma proteção bastante eficaz para a madeira contra a humidade, tornando, ainda, o sistema misto bastante mais resistente. O autor apresenta um exemplo retirado de Natterer *et al.* (1998) em que é referida uma ponte mista madeira-betão, com um vão de 13,0 m, construída na Suíça, onde foram utilizados toros de madeira ligados à laje através de cavilhas pré-esforçadas em conjunto com entalhes.

A utilização de tabuleiros mistos madeira-betão é uma técnica para construção de pontes bastante vulgar no Brasil, que se depara com um sério problema presentemente, uma vez que, devido às dimensões do próprio país e ao histórico de construção de pontes, existe um grande número de pontes em estradas secundárias que foram construídas somente em madeira e que, atualmente, precisam de ser intervencionadas devido ao seu estado de degradação ou apenas para melhorar os requisitos de qualidade e capacidade para suportar o tráfego pesado atual (Segundinho (2005), Calil *et al.* (2004)). Neste sentido têm sido realizados estudos com o intuito de encontrar soluções mistas madeira-betão capazes de substituir estas pontes de madeira, que necessitam de uma manutenção constante e, portanto, exigem elevados investimentos para que continuem a cumprir adequadamente as funções para as quais foram concebidas.

Nesta linha de investigação e com o intuito de estudar o seu comportamento real, foi construída no Brasil uma ponte mista madeira-betão utilizando toros de *Eucalypto Citriodora* tratados com CCA (tratamento preservador à base de cobre, cobalto e arsénio). De acordo com Calil *et al.* (2004) a ponte possui um comprimento de 7,0 m e um vão livre de 6,10 m. Foram usados toros de madeira com um diâmetro médio, a meio vão, de 28,5 cm e betão, com uma resistência característica à compressão de 15 MPa, com 8,0 cm e 12,0 cm de espessura mínima e média, respetivamente. O sistema de ligação utilizado, apresentado na Figura 2.4, foi constituído por dois varões de aço colados nos toros com uma inclinação de 45° e cruzados entre si. Após 6 meses de abertura ao tráfego, foram realizados ensaios estáticos na ponte, onde se verificou o bom comportamento da ponte e uma boa aproximação entre os resultados experimentais e teóricos.

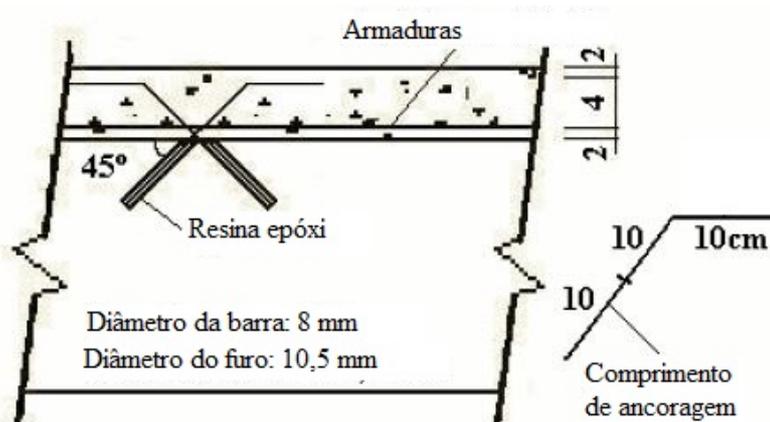


Figura 2.4 - Sistema de ligação utilizado na construção da primeira ponte mista com toros, no Brasil (retirado de Calil *et al.* (2004)).

O uso e aplicação da madeira associada ao betão em tabuleiros de pontes tem vindo, ao longo do tempo, a despertar um crescente interesse na comunidade técnica e científica em várias instituições. Rodrigues *et al.* (2013) referem vários autores que apresentam programas de apoio e investigação a este tipo de estrutura, nomeadamente: o programa *Nordic Timber Bridge Project* (Tommola *et al.* (1999) e Mäkipuro *et al.* (1996)), lançado na Finlândia, onde tem havido uma aposta nas pontes mistas, com o objetivo de encorajar a construção deste tipo de pontes, em detrimento das pontes em betão armado e em aço; Calil Jr (2006) refere o programa de investigação promovido pela Universidade de São Paulo, no Brasil, no âmbito do qual foram construídas, no país, várias pontes mistas madeira-betão inseridas em estradas secundárias.

Este mesmo trabalho (Rodrigues *et al.*, 2013) apresenta o ponto de situação atual das pontes mistas madeira-betão construídas até ao momento. No estudo foi considerada uma amostra de 75 pontes, que se considera representativa da totalidade das pontes existentes. Na Figura 2.5 é possível observar o crescente interesse pela construção deste tipo de pontes, na medida em que, sensivelmente 85,0% das pontes consideradas no estudo têm como período de construção os anos entre 1990 e 2010.

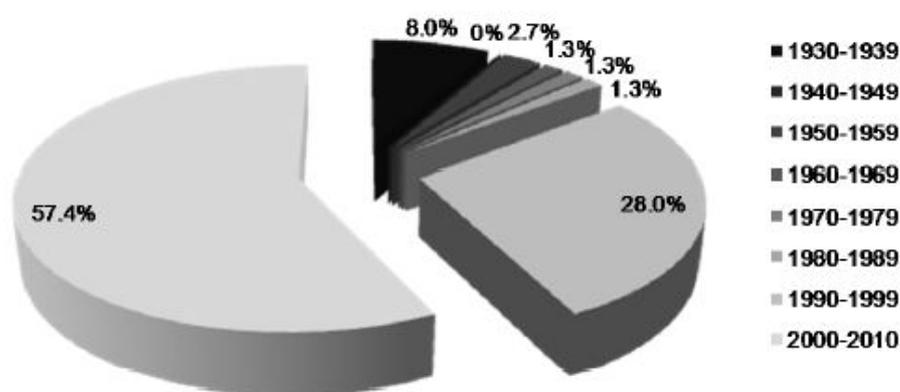


Figura 2.5 - Data de construção das pontes consideradas no estudo (Rodrigues *et al.* (2013)).

Apesar de se verificar uma forte aposta nas pontes mistas madeira-betão, bem como nos pavimentos mistos, existem determinados aspetos que requerem um estudo intensivo, para que se possa otimizar e assim potenciar ainda mais o uso deste tipo de solução. Um destes aspetos, conforme se irá verificar, é a influência das propriedades mecânicas da ligação no comportamento de uma estrutura mista madeira-betão.

Quando é aplicado um carregamento, vertical e perpendicular ao eixo, numa viga mista simplesmente apoiada, desenvolve-se nos ligadores um sistema de forças tangencial à

interface madeira-betão. Estas forças tangenciais, atuantes nos ligadores, são diretamente proporcionais ao esforço transversal na viga, o que faz com que, tal como o esforço transversal, a força atuante nos ligadores seja máxima junto às extremidades e nula a meio vão. Desta forma, os ligadores mais solicitados encontram-se nas extremidades da viga (Ceccotti, 2002).

A função dos ligadores é transmitir as forças tangenciais entre as duas camadas, de modo a que se obtenha um comportamento misto da secção, portanto, quando uma ligação possui resistência e rigidez suficientes para as transmitir e limitar o deslocamento entre a madeira e o betão, consegue-se obter um bom comportamento misto da secção. Na Figura 2.6 estão representadas duas situações extremas. Na primeira não há qualquer ligação entre as duas camadas, resultando em dois materiais independentes a resistir às ações, e assim cada um com tensões de compressão e tração, conforme ilustrado. Na segunda situação, a ligação entre os materiais força-os a resistir em conjunto, o que leva a tensões de compressão na camada superior de betão e tração na fibra inferior da madeira, havendo uma ação mista total da secção.

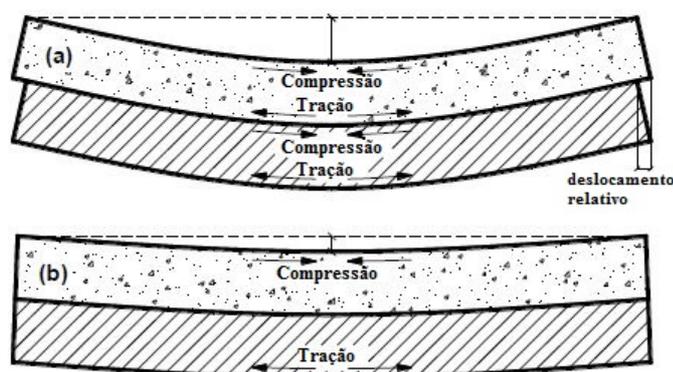


Figura 2.6 - Esquema de viga simplesmente apoiada sob ação vertical: (a) sem comportamento misto; (b) comportamento misto total (Modificado de Rodrigues *et al.* (2013)).

2.2. Dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão

O dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão, é normalmente realizado através do, usualmente designado, Método γ , descrito no Anexo B do Eurocódigo 5 (EC5) (CEN, 2004a). Este modelo não é especificamente para estruturas mistas, mas sim para secções mistas de madeira, no entanto, tem sido adotado pela comunidade científica, devido à falta de regulamentação no que diz respeito a este tipo de estruturas.

Este método é recomendado por alguns autores, devido ao facto de conduzir a resultados com um rigor bastante aceitável para efeitos de dimensionamento para a maioria dos casos práticos (Ceccotti (1995) e Dias (2012)). O método baseia-se na teoria linear-elástica, assumindo condições de apoio equivalentes a uma viga simplesmente apoiada, e em algumas hipóteses básicas, nomeadamente, o uso de ligadores mecânicos na ligação entre a madeira e o betão, apresentando um módulo de escorregamento K e um espaçamento constante ou variando linearmente consoante as forças de corte existentes, com um valor mínimo s_{\min} e um valor máximo s_{\max} , com $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$. Adicionalmente, as forças devem atuar na direção z , ou seja, perpendicularmente ao eixo longitudinal da peça, produzindo um momento $M = M(x)$ com variação sinusoidal ou parabólica e um esforço transversal $V = V(x)$.

Na Figura 2.7 está representada uma secção mista genérica com a identificação das propriedades geométricas necessárias para o cálculo e ainda a distribuição das tensões de flexão nos materiais. Para o caso da situação em estudo, os elementos com o índice 1 e 2 representam a secção de betão e a secção da peça de madeira, respetivamente.

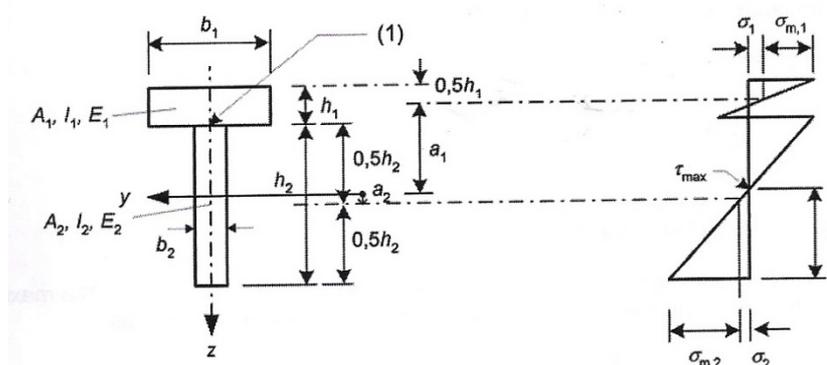


Figura 2.7 - Secção transversal e distribuição de esforços de flexão (retirada do Anexo B, Eurocódigo 5, parte 1-1).

Este método utiliza uma rigidez efetiva do sistema misto, $(EI)_{ef}$, que tem em conta a rigidez da ligação considerada através do parâmetro γ , que avalia o comportamento misto da secção. Este parâmetro assume o valor de 0 quando a ação mista é nula e o valor de 1 quando o sistema apresenta um comportamento misto perfeito, sem qualquer escorregamento entre materiais. Este parâmetro é influenciado pela rigidez da ligação, traduzida pelo seu módulo de escorregamento. Através das equações (1) a (5) é possível o cálculo da rigidez efetiva do sistema misto.

$$(EI)_{ef} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 a_1^2 + E_2 I_2 + E_2 a_2^2 \quad (1)$$

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_1}{K l^2} \right]^{-1} \quad (2)$$

$$\gamma_2 = 1,0 \quad (3)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma_1 E_1 A_1 + A_2 I_2)} \quad (4)$$

$$a_1 = \frac{h_2 + h_1}{2} - a_2 \quad (5)$$

onde,

$K = K_{ser}$ ou $K = K_u$, consoante se trate de cálculos para o Estados Limites de Serviço ou para o Estados Limites Últimos, respetivamente;

E_1 e E_2 – valores médios dos módulos de elasticidade do betão e da madeira, respetivamente;

A_1 e I_1 – área da secção transversal e momento de inércia da secção de betão, calculados da seguinte forma:

$$A_1 = b_1 h_1 \quad e \quad I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} \quad (6) \text{ e } (7)$$

A_2 e I_2 – área da secção transversal e momento de inércia da secção de madeira, calculados da seguinte forma:

$$A_2 = b_2 h_2 \quad e \quad I_2 = \frac{b_2 h_2^3}{12} \quad - \text{para secções rectangulares} \quad (8) \text{ e } (9)$$

$$A_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} \quad e \quad I_2 = \frac{\pi d_2^4}{64} \quad - \text{para secções circulares} \quad (10) \text{ e } (11)$$

em que d_2 é o diâmetro da secção caso esta seja circular e os restantes símbolos são os definidos na Figura 2.7. Os valores a utilizar para os módulos de elasticidade são os valores médios.

Relativamente às tensões normais de flexão nos elementos podem ser calculadas recorrendo às expressões (12) a (15):

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 M(x)}{(EI)_{ef}} \quad (12)$$

$$\sigma_2 = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M(x)}{(EI)_{ef}} \quad (13)$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 E_1 h_1 M(x)}{(EI)_{ef}} \quad (14)$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 E_2 h_2 M(x)}{(EI)_{ef}} \quad (15)$$

A tensão tangencial máxima e a força atuante no ligador são obtidas através das expressões (16) e (17), respetivamente:

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V(x) \quad (16)$$

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 s_1}{(EI)_{ef}} V(x) \quad (17)$$

onde,

s_1 é o espaçamento dos ligadores.

Para o cálculo das deformações resultantes da flexão do elemento, é usado o valor obtido para a rigidez efetiva do sistema definido anteriormente e desta forma, é considerado o comportamento misto neste cálculo.

Como se observa pela análise das expressões de cálculo, a rigidez da ligação é um parâmetro essencial para o correto dimensionamento das estruturas mistas, pois a rigidez efetiva do sistema, e as tensões e deformações atuantes, por essa via, dependem deste parâmetro.

Na Europa ainda não existe um regulamento específico para o dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão, estando no entanto previsto no Mandato da comissão para a próxima geração de Eurocódigos Estruturais o desenvolvimento de uma parte nova do EC5 específica para esta aplicação (CEN, 2013). Por este motivo, em cada situação é necessário proceder a ensaios específicos, especialmente ao nível da ligação usada, uma vez que este é um aspeto fundamental e que tem grande influência no comportamento global da estrutura. De facto, a parte 2 do Eurocódigo 5 (CEN, 2004b), relativa a pontes de madeira, indica que, no caso de

tabuleiros mistos madeira-betão, a rigidez da ligação deve ser levada em consideração, mas remete mais informação para a realização de ensaios mais pormenorizados de acordo com cada situação. No entanto, no Brasil e na Austrália foram já desenvolvidos os primeiros documentos direcionados para este tipo de aplicação de estruturas mistas, tratam-se do “Manual de projeto e construção de pontes de madeira” (Calil, 2006), no caso do Brasil, e do “*Timber Bridge Manual*”, na Austrália (RTA, 2008). Em ambos os manuais, existe uma secção dedicada à construção e dimensionamento de pontes mistas madeira-betão e, no caso do manual australiano, o mesmo fornece indicações acerca de um possível sistema de ligação já estudado e que pode ser utilizado, perante o cumprimento de determinadas regras.

2.3. O sistema de ligação

Perante a importância que o tipo de ligação e as suas propriedades mecânicas exercem no comportamento e, consequentemente, no dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão, revela-se da maior importância o estudo aprofundado deste assunto.

Inicialmente as ligações usadas nas estruturas mistas madeira-betão eram as mesmas que eram utilizadas nas estruturas de madeira. No entanto, constatou-se que estas ligações apresentavam baixa rigidez e resistência o que levou a que fossem desenvolvidas outras soluções. Em consequência, houve uma evolução destes sistemas de ligação e foram também desenvolvidos vários trabalhos no sentido de se estudar o comportamento dos mesmos.

A Figura 2.8 apresenta os tipos de ligações, para pavimentos de edifícios mais utilizados atualmente, agrupados de acordo com a sua rigidez. Esta classificação de acordo com a rigidez da ligação foi proposta por Ceccotti (1995), na qual se incluem ligações rígidas e semi-rígidas, ou seja, que possuem capacidade para apresentar algum comportamento dúctil.

No caso das ligações destinadas à utilização em tabuleiros de pontes, o seu desenvolvimento teve por base esta classificação apresentada por Ceccotti (1995), no entanto, devido aos diferentes requisitos e níveis de carga aplicados na estrutura, também as exigências para com a ligação são mais elevadas, portanto foi necessário, não só adaptar estes sistemas usados nos pavimentos, mas também encontrar outras soluções alternativas cuja utilização fosse compatível com a aplicação em tabuleiros de pontes.

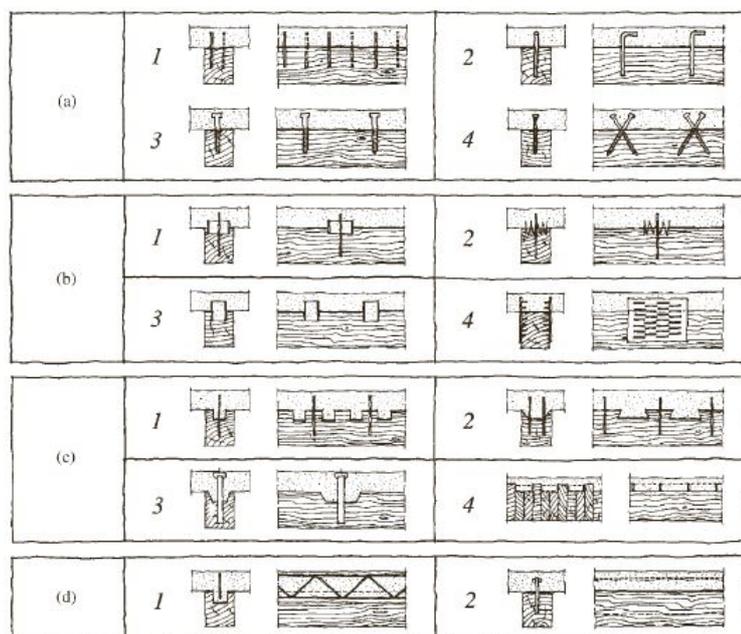


Figura 2.8 - Exemplos de diferentes tipos de ligação madeira-betão. (a1) pregos; (a2) varões de aço de construção; (a3/4) parafusos; (b1/2) ligadores, anéis de ligação e placas denteadas, respetivamente; (b3) tubos de aço; (b4) placas de aço perfuradas; (c1) entalhes redondos na madeira e ligadores; (c2) entalhes quadrados e ligadores; (c4) plataforma de placas de madeira pregadas com placas de aço ao corte; (d1) treliça de aço colada na madeira; (d2) placa de aço colada na madeira (retirado de Ceccotti (1995)).

Na Figura 2.9 apresentam-se os tipos de ligações nos quais foram realizados estudos específicos para que a ligação possa ser utilizada em tabuleiros de pontes. Em alguns destes estudos foram usadas peças de madeira de secção retangular, madeira maciça ou lamelada-colada e, noutros foi usada madeira de secção circular, na forma de toros.

Tommola *et al.* (1999) realizaram uma série de ensaios que incluiu seis provetes, constituídos por madeira lamelada colada de secção retangular, em que a ligação era formada por varões roscados M12, da classe 8.8, colados na madeira com uma inclinação de 45°. Cada ligação era constituída por três varões, um em compressão e dois em tração. Os ligadores foram inseridos em furos de 150,0 mm de profundidade, ou seja, 12,5 vezes o diâmetro e colados com uma resina epóxi de dois componentes. Nestas condições, foram obtidos os seguintes valores médios para as propriedades da ligação: força máxima (F_{max}) de 122,0 kN e módulo de escorregamento (K_s) de 140,0 kN/mm.

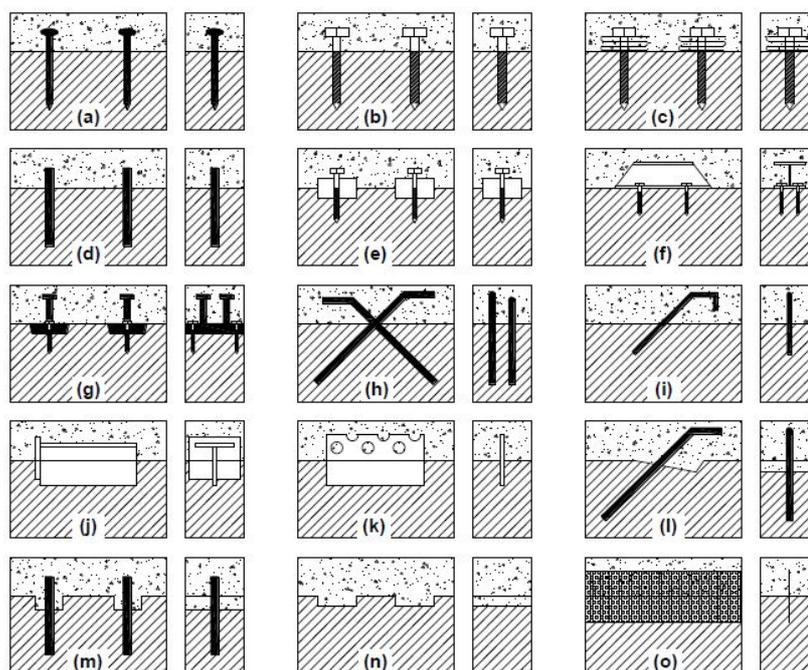


Figura 2.9 - Tipos de ligações estudadas para utilização em pontes: (a) pregos; (b) parafusos; (c) parafusos com molas; (d) cavilhas; (e) placa circular oca com parafusos; (f) UCS; (g) placa de aço horizontal com conectores verticais; (h) ligador em X; (i) varões de aço; (j) placa de aço perfurada, (k) TSP; (l) varões de aço com entalhes; (m) cavilhas com entalhes; (n) ligação entalhada; (o) HBV (retirado de Rodrigues *et al.* (2013)).

No seu trabalho Pigozzo (2004) desenvolveu vários ensaios em ligações madeira-betão utilizando três configurações distintas, diferentes diâmetros de ligadores e ainda com diferentes teores de água na madeira. Neste estudo utilizaram-se peças de madeira de *Eucalypto Citriodora* com secção transversal circular (toros).

Inicialmente, o autor, ensaiou apenas um provete com o intuito de estudar tanto o seu comportamento global, como o da ligação durante o ensaio. Foi utilizado aço com um diâmetro de 8,0 mm para os ligadores. O provete dispunha de oito varões de aço, fazendo um total de quatro ligações em “X”, dois por cada plano de corte. Neste ensaio obteve-se uma capacidade de carga última ($F_{máx}$) de 23,8 kN, e um módulo de escorregamento (K_s) de 30,7 kN/mm, para cada ligação em “X”.

Posteriormente foram executados provetes com três configurações distintas para a ligação, que o autor denominou por modelo A, modelo C e modelo D. Cada um destes modelos era constituído por um total de doze provetes, exceto o modelo D, apenas com onze. Destes, seis provetes foram construídos com madeira com um teor de água, W, de, aproximadamente,

14,0% e, nos restantes seis, a madeira apresentava um teor de água de 30,0%. Com isto pretendeu-se reproduzir condições de um ambiente interior, bem como condições exteriores. Foram ainda utilizados ligadores com diâmetros diferentes, em cada conjunto, ou seja, dos seis provetes em que as peças de madeira apresentavam teores de água de 14,0%, em três os ligadores foram feitos recorrendo a varões de aço com um diâmetro de 8,0 mm e, nos restantes, utilizaram-se varões de aço com diâmetro de 12,5 mm. No modelo D apenas foram ensaiados dois provetes com madeira com 30,0% de teor de água e ligadores de 8,0 mm de diâmetro.

No modelo A, a ligação foi conseguida utilizando varões de aço colados na madeira com uma inclinação de, aproximadamente, 45°, em que um varão resiste aos esforços de tração e o outro aos esforços de compressão. Cada provete pertencente a este grupo tinha quatro ligações em “X”, duas por cada plano de corte.

No modelo C, as ligações usadas consistiram em varões de aço inclinados, apenas em tração. Foram retirados os varões em compressão. Nesta situação, cada provete tinha quatro varões, dois por cada plano de corte.

O modelo D é idêntico ao anterior, no entanto, neste caso os varões de aço estão em compressão, não tendo sido usados os varões inclinados que estariam em tração. Mais uma vez, cada provete tinha dois varões por plano de corte, perfazendo um total de quatro varões.

Os varões de aço foram aplicados na madeira através de uma pré-furação de 9,5 mm e 14,0 mm para os ligadores de 8,0 mm e 12,5 mm, respetivamente, e foram coladas recorrendo a resinas apropriadas para colagem estrutural (Sikadur 32).

Os valores de resistência e módulo de escorregamento, médios, obtidos, para apenas uma ligação, são apresentados no Quadro 2.1, para cada diâmetro de ligador, como também para os diferentes valores de teor de água da madeira. Note-se que para o modelo A uma ligação é formada por um conjunto de dois ligadores dispostos em “X”, enquanto nos modelos C e D, uma ligação é entendida como apenas um ligador inclinado.

Quadro 2.1 – Valores médios dos resultados de resistência e módulo de escorregamento para os três modelos (Pigozzo, 2004).

	W [%]	d [mm]	F _{máx,médio} [kN]	K _{s,médio} [kN/mm]
Modelo A	14,0	8,0	41,5	47,4
		12,5	65,3	61,3
	30,0	8,0	25,4	37,2
		12,5	47,0	48,8
Modelo C	14,0	8,0	31,2	42,5
		12,5	47,9	52,0
	30,0	8,0	25,0	38,2
		12,5	42,0	52,5
Modelo D	14,0	8,0	9,0	8,7
		12,5	22,2	23,1
	30,0	8,0	9,0	7,0
		12,5	21,1	20,1

Segundinho (2005) também realizou ensaios experimentais para determinar o módulo de escorregamento e resistência de ligações. Neste trabalho foram ensaiados seis provetes, no entanto, com duas configurações diferentes para a ligação. Em três provetes foram utilizados ligadores cravados perpendicularmente ao eixo da peça de madeira, cravados. Nos restantes três, os ligadores foram colados com uma inclinação aproximada de 50,0°. A madeira utilizada para a construção dos provetes foi a *Goupia glabra*, na forma de peças maciças com secção retangular.

Os ligadores foram retirados de varões de aço de construção, de classe equivalente a A500, com diâmetro de 12,5 mm e apresentavam um comprimento de 150,0 mm, para ambas as configurações. Os ligadores perpendiculares foram cravados, até 100,0 mm de profundidade, em furos com um diâmetro de 11,0 mm. Para os ligadores inclinados foi feita uma pré-furação com um diâmetro de 14,0 mm, até uma profundidade de 80,0 mm, onde foram depois inseridos e colados.

Neste trabalho foram utilizados provetes simétricos, com a madeira no centro e betão nas duas laterais, tal como ilustrado na Figura 2.10. Nos provetes com ligadores perpendiculares, em cada plano de corte havia apenas um ligador, enquanto nos provetes com ligadores inclinados havia dois ligadores em cada plano de corte.

De acordo com o esquema da Figura 2.10, no caso da ligação inclinada, observa-se que os varões estão apenas colocados numa direção, ou seja, quando realizado o ensaio, estes estão sujeitos apenas a compressão, não existindo nenhum varão em tração.

Os valores médios obtidos pelo autor foram os seguintes: força máxima de 99,0 kN e módulo de escorregamento de 60,3 kN/mm, para ligação perpendicular; força máxima de 99,5 kN e módulo de escorregamento de 59,5 kN/mm, para os ligadores inclinados. De referir ainda que estes valores correspondem à configuração indicada, ou seja, a ligação inclinada é constituída por dois ligadores por plano de corte.

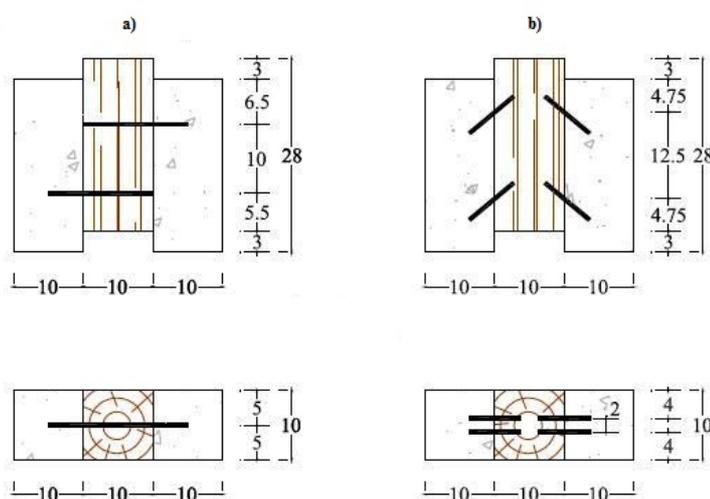


Figura 2.10 - Esquema de colocação dos ligadores nos provetes (dimensões em cm): a) ligação perpendicular; b) ligação inclinada (Modificado de Segundinho (2005)).

Molina (2008) dando continuidade ao trabalho iniciado por Pigozzo (2004) e inserido numa pesquisa do LaMEM (Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira), desenvolveu uma série de ensaios em provetes mistos madeira-betão, para estudar o comportamento de diferentes configurações de ligação. Para tal foram realizados ensaios estáticos e ensaios dinâmicos.

Foram construídos no total seis provetes, com duas configurações diferentes para as ligações, sendo que três destes possuem ligadores perpendiculares à madeira e os restantes ligadores em “X”. Para o primeiro caso foram utilizados varões de aço de 19,0 mm de diâmetro e de 8,0 mm para a segunda configuração. Em ambas as configurações os varões que constituem os ligadores foram colados, recorrendo a uma resina epóxi (Sikadur 32). O diâmetro do furo para a colagem foi de 23,75 mm e de 10,0 mm, respetivamente.

Em cada provete com os varões de aço inclinados foram utilizadas duas ligações, uma em cada plano de corte, considerando-se que uma ligação é constituída por dois ligadores cruzados entre si. Em relação aos provetes com ligadores perpendiculares, foram utilizados dois por cada plano de corte. A pormenorização das configurações ensaiadas é apresentada na Figura 2.11. Foram ainda utilizadas peças de madeira de secção circular saturadas ($W=30,0\%$), com um diâmetro médio de 180,0 mm, revestidas com um plástico de polietileno para evitar o atrito entre a madeira e o betão.

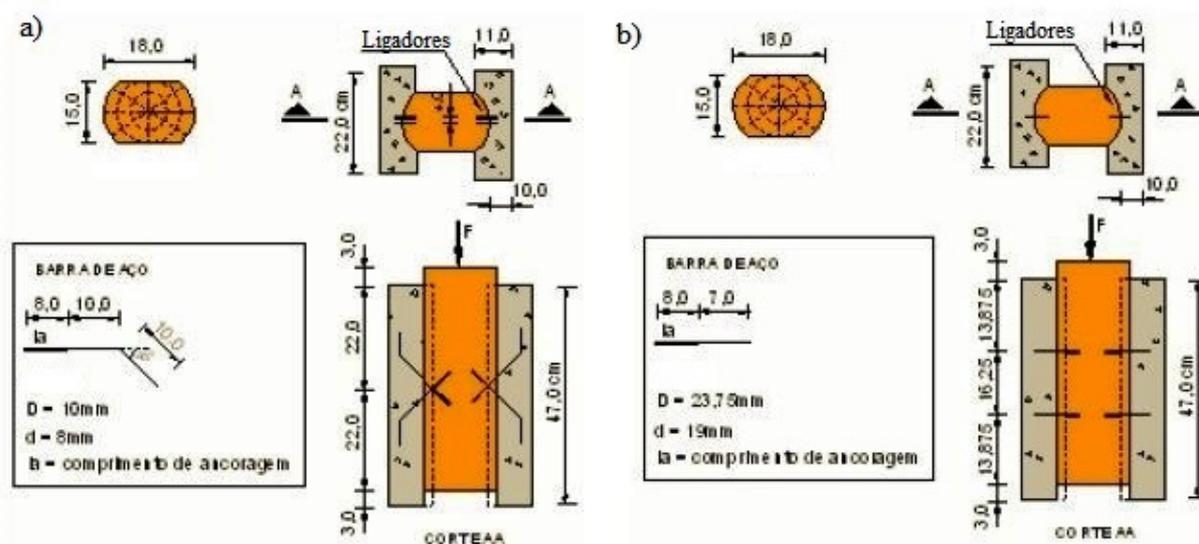


Figura 2.11 - Configurações utilizadas para os provetes: a) ligação em "X"; b) ligação perpendicular (retirado de Molina (2008)).

Foram então realizados ensaios estáticos para determinação da capacidade de carga última e rigidez de cada tipo de ligação. Para a configuração com ligadores perpendiculares colados foram obtidos valores médios, por cada ligador, de 33,9 kN e 22,8 kN/mm para a capacidade de carga e módulo de escorregamento, respetivamente. Na configuração com os ligadores inclinados, a capacidade de carga última obtida foi de 29,1 kN e o módulo de escorregamento 38,0 kN/mm, por ligação, em que se considera que a mesma é constituída por um conjunto de dois ligadores dispostos em "X".

Miotto e Dias (2008) realizaram também várias séries de ensaios de corte em provetes mistos com o objetivo de caracterizar o comportamento mecânico de diferentes ligações. Para o efeito construíram doze provetes com a ligação entre os elementos de madeira e betão composta por varões de aço inclinados e utilizando madeira lamelada-colada de secção retangular. Estes varões foram colados no elemento de madeira recorrendo a uma resina epóxi e, em seis destes provetes, o diâmetro dos ligadores era de 8,0 mm e nos restantes de 10,0 mm. Foi feita uma

pré-furação nos elementos de madeira com diâmetros de 10,0 mm e 12,5 mm, respetivamente, para permitir a colagem dos ligadores que foram introduzidos na madeira até uma profundidade de 88,0 mm para o ligador de 8,0 mm e 110,0 mm para o de 10,0 mm.

A configuração utilizada é apresentada na Figura 2.12 e, como se observa, foram utilizados dois ligadores por plano de corte, com uma inclinação de 45° em relação às fibras da madeira, no entanto estes estão inclinados apenas numa direção, levando a que apenas resistam a esforços de tração, conforme indicado pelos autores.

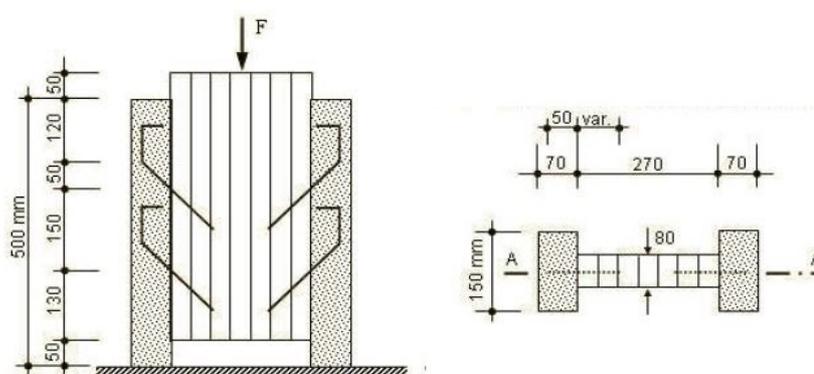


Figura 2.12 - Esquema da configuração utilizada nos provetes com ligação inclinada (retirado de Miotto e Dias (2008)).

Para a série de ligações com ligadores de 8,0 mm foram obtidos os valores médios de 131,0 kN para a capacidade de carga e de 142,9 kN/mm para a rigidez. Já para a série com ligadores de 10,0 mm de diâmetro a capacidade de carga obtida foi de 135,2 kN e o valor médio da rigidez de 113,0 kN/mm. Os valores apresentados são os obtidos para o total do provete, representando por isso quatro ligadores.

No mesmo trabalho os autores realizaram ainda outra série de ensaios, optando por um tipo de ligação diferente, mas utilizando o mesmo tipo de madeira, ou seja, madeira lamelada-colada de secção retangular. Na Figura 2.13 é apresentado o esquema da configuração usada que consistiu na utilização de placas de aço perfuradas como elemento de ligação entre os materiais. Este é um tipo de ligação tipicamente mais resistente e mais rígido, quando comparado com o descrito anteriormente.

Para esta série obtiveram-se os seguintes valores médios para as características mecânicas desta ligação: 153,4 kN para a capacidade de carga e 339,4 kN/mm para a rigidez. Apesar de apresentar valores mais elevados tanto para a resistência como para a rigidez, a rotura dos

provetes com placas perfuradas como ligação, foi muito frágil, daí que os autores recomendem o uso dos varões de aço que apresentam comportamento dúctil.

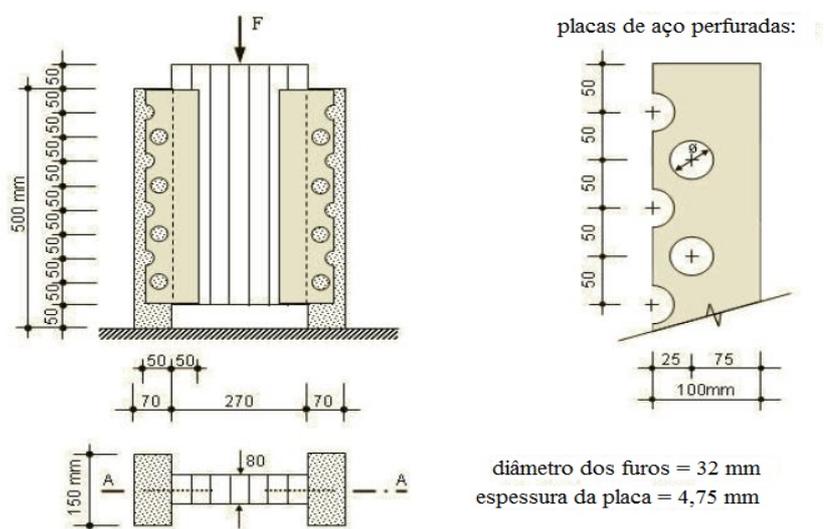


Figura 2.13 - Esquema da configuração para a ligação utilizando placas de aço perfuradas (retirado de Miotto e Dias (2008)).

Mäkipuro *et al.* (1996) conduziram vários ensaios em provetes mistos madeira-betão com o objetivo de estudar o comportamento de diferentes configurações para a ligação. Duas dessas configurações foram as que se apresentam na Figura 2.14 a) e na Figura 2.14 b), que correspondem, respetivamente, a uma ligação em “X” com varões de aço nervurado, colados na madeira, e uma ligação recorrendo igualmente a varões de aço nervurado, colados com uma inclinação de 45°, mas em conjunto com entalhes na madeira. Em ambas as configurações foram usadas peças de madeira lamelada-colada, de secção retangular.

Para a primeira configuração foram obtidos os valores de 119,0 kN para a capacidade de carga, $F_{máx}$, e de 170,0 kN/mm para a rigidez calculada para 50,0% $F_{máx}$, para provetes armazenados em ambiente interior. Já para os provetes armazenados ao ar livre, foram obtidos os valores médios de 131,0 kN para a capacidade de carga e 145,0 kN/mm para a rigidez calculada para 50,0% $F_{máx}$.

Na segunda configuração foram ensaiados dois provetes, dos quais um tinha sido armazenado em ambiente interior e o outro no exterior. Para aquele em ambiente interior obteve-se o valor de 233 kN para a capacidade de carga e de 580,0 kN/mm para a rigidez calculada para 50,0% $F_{máx}$. Em relação ao provete armazenado no exterior o valor da capacidade de carga obtido foi de 190,0 kN e de 200,0 kN/mm para a rigidez, calculada para 50,0% $F_{máx}$.

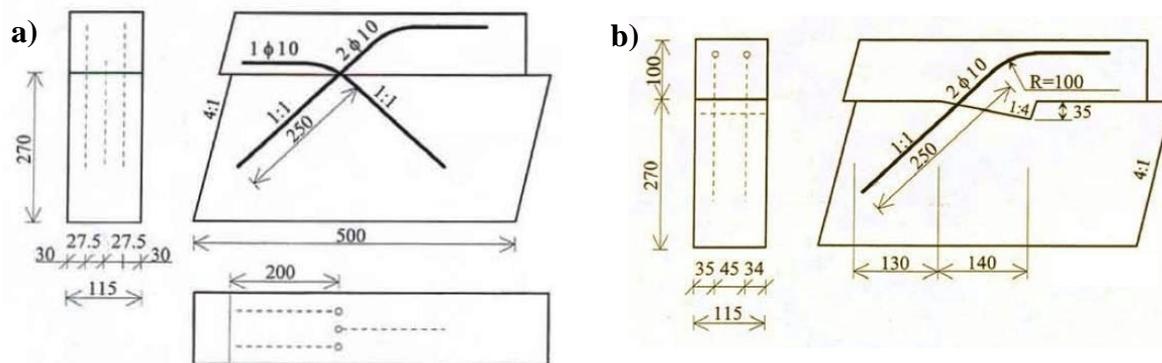


Figura 2.14 - a) Ligação em "X" com varões nervurados (A500) de 10,0 mm de diâmetro colados em furos de 14,0 mm de diâmetro; b) Ligação entalhada com varões nervurados (A500), inclinados, de 10,0 mm de diâmetro colados em furos de 16,0 mm de diâmetro (retirado de Mäkipuro *et al.* (1996)).

Estes resultados obtidos nos ensaios de corte estáticos serviram de referência para os ensaios de fadiga que os autores realizaram com o objetivo de estudar a influência dos ciclos de carga tanto na rigidez como na resistência da ligação. Nestes ensaios foram aplicados ciclos de carga com uma frequência de 6 Hz e a carga mínima aplicada foi de 10,0 kN e a máxima foi de 65,0% da capacidade de carga, $F_{máx}$, para o provete com a ligação em "X". No entanto concluiu-se que este patamar foi demasiado elevado e foi reduzido para 58,0% $F_{máx}$ para o provete com ligação entalhada. Em ambos os provetes ocorreu rotura por fadiga, sendo que, para aquele com ligação em "X" esta ocorreu após 159.720 ciclos e no provete com ligação entalhada apenas após 506.070 ciclos.

Relativamente a ensaios de fadiga em ligações mistas, Tommola *et al.* (1999) também construíram vários provetes com o objetivo de perceber qual a influência dos ciclos de cargas na resistência das ligações. Para o efeito construíram quatro séries de provetes com ligações distintas, mas todas elas usando madeira lamelada colada de secção retangular e varões de aço da classe A500 de 20,0 mm de diâmetro, colados na madeira. Inicialmente estava prevista a aplicação de apenas 1.000.000 de ciclos, no entanto, atingido este patamar não se verificaram sinais de rotura nos provetes, pelo que foi aumentado este número, atingindo os 2.100.000 de ciclos num dos provetes. A amplitude de carga usada foi de 145,0 kN, variando entre os 10,0 kN e os 155,0 kN.

Após os ensaios de fadiga, como em nenhum dos provetes houve rotura, foram realizados ensaios estáticos de rotura para determinação da capacidade de carga. Para todos os provetes o modo de rotura foi diferente e as forças máximas variaram entre os 604,0 kN e os 950,0 kN. Considerando estes valores, nos ensaios de fadiga o patamar de carga máxima aplicada variou entre os 16,0% e os 25,0% da capacidade de carga. Desta forma, e apesar dos níveis de carga

aplicados serem relativamente baixos, os autores concluíram que o carregamento cíclico afeta significativamente a rigidez da ligação.

Molina (2008) tendo como base os resultados obtidos nos ensaios de corte estáticos descritos anteriormente neste capítulo, realizou também ensaios de fadiga em provetes com as mesmas configurações de ligação. Para o efeito utilizou três provetes com os ligadores perpendiculares, aos quais aplicou um total de 2.000.000 de ciclos com uma força mínima correspondente a 5,0% da capacidade de carga última, $F_{máx}$, obtida de ensaios estáticos e uma força máxima de 30,0% $F_{máx}$, para um dos provetes, e de 40,0% e 50,0% da capacidade de carga última para cada um dos provetes restantes.

De forma semelhante, preparou três provetes com ligadores em “X”, os quais foram submetidos a 2.000.000 de ciclos, com os mesmos patamares de carga, ou seja, num dos provetes a força máxima aplicada foi de 30,0% da capacidade de carga última obtida nos ensaios estáticos, e nos restantes dois foi de 40,0% e 50,0% dessa capacidade de carga, respetivamente.

Em todos os ensaios de fadiga a carga foi aplicada com uma frequência de 3 Hz e com amplitude constante. A rigidez da ligação foi determinada a cada 200.000 ciclos através de ensaios estáticos permitindo, desta forma, obter valores intermédios com os quais se pode analisar a influência dos ciclos de carga nesta propriedade.

Relativamente a este aspeto, no final dos 2.000.000 de ciclos, verificou-se um decréscimo da rigidez da ligação para ambas as configurações. Os valores da rigidez inicial e após os ciclos são apresentados no Quadro 2.2, bem como o decréscimo verificado para cada situação.

Todos os provetes, com a exceção do provete com ligadores perpendiculares sujeito a um patamar de força máxima aplicada de 50,0% a resistência última, foram levados à rotura através de um ensaio de corte estático, após os 2.000.000 de ciclos. No provete em que este procedimento não foi seguido houve uma rotura por fadiga após 768.089 ciclos de carga. Com isto o autor concluiu que os ciclos aplicados não tiveram influência no valor da resistência última.

Quadro 2.2 - Decréscimo da rigidez da ligação nos provetes ensaiados. Os valores da rigidez apresentados referem-se a um ligador perpendicular e a uma ligação em “X”, respetivamente (Molina, 2008).

Configuração	$P_{m\acute{a}x}$ [kN]	Nº Ciclos	Rigidez inicial [kN/mm]	Rigidez final [kN/mm]	Decréscimo de rigidez [%]
Ligadores perpendiculares	30,0% F_{ult}	2.000.000	34,9	26,2	25,0
	40,0% F_{ult}	2.000.000	32,0	23,1	27,8
	50,0% F_{ult}	600.000	31,2	24,7	20,7
Ligadores em “X”	30,0% F_{ult}	2.000.000	34,7	24,5	29,5
	40,0% F_{ult}	2.000.000	30,3	20,9	30,9
	50,0% F_{ult}	2.000.000	27,7	18,6	32,8

Ainda referente a ensaios de fadiga, Aldi e Kuhlmann (2010) conduziram uma campanha de ensaios experimentais em provetes mistos madeira-betão com duas configurações de ligação distintas. A primeira destas configurações foi uma ligação entalhada e a segunda foi uma ligação com varões de aço cruzados entre si e colados na madeira com uma inclinação de 45°. Em ambas as situações foi utilizada madeira lamelada-colada de secção retangular.

Inicialmente foi realizada uma série de ensaios de corte estáticos de forma a determinar a capacidade de carga e a rigidez da ligação. Destes ensaios estáticos nos provetes com ligação entalhada resultaram os valores médios de 263,5 kN e 386,6 kN/mm para a capacidade de carga, $F_{m\acute{a}x}$, e rigidez, respetivamente. Para a outra configuração de ligação, os valores médios obtidos nos ensaios estáticos foram de 226,4 kN e 169,6 kN/mm para a capacidade de carga, $F_{m\acute{a}x}$, e rigidez, respetivamente.

Tendo como referência os resultados obtidos na campanha de ensaios estáticos, os autores realizaram então vários ensaios cíclicos em provetes com as mesmas configurações para as ligações. Para cada tipo de ligação foram ensaiados à fadiga nove provetes, no entanto as forças máximas aplicadas durante o ensaio não foram as mesmas para os nove provetes. No caso dos provetes com ligações entalhadas foram aplicados três patamares de força máxima, designadamente 75,0% $F_{m\acute{a}x}$, 50,0% $F_{m\acute{a}x}$ e 42,0% $F_{m\acute{a}x}$. Relativamente aos provetes com a ligação em “X”, os patamares de força máxima aplicados foram 75,0% $F_{m\acute{a}x}$, 50,0% $F_{m\acute{a}x}$ e 28,0% $F_{m\acute{a}x}$. A frequência de aplicação de carga foi de aproximadamente, 0,83 Hz.

Com os patamares elevados de carga máxima aplicada, quase todos os provetes sofreram uma rotura por fadiga, sendo que o modo de rotura em todos os casos foi o idêntico ao que ocorreu nos ensaios estáticos. Nos provetes onde a rotura por fadiga não aconteceu, foram realizados ensaios estáticos de forma a obter-se o valor da capacidade de carga residual após os ciclos. O Quadro 2.3 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

Quadro 2.3 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de fadiga (Aldi e Kuhlmann (2010)).

Configuração	$P_{m\acute{a}x}$ [kN]	Nº Ciclos até à rotura	Capacidade de carga residual [kN]
Ligação entalhada	75,0% $F_{m\acute{a}x}= 197,6$	4.400	-
	75,0% $F_{m\acute{a}x}= 197,6$	4.910	-
	75,0% $F_{m\acute{a}x}= 197,6$	1.820	-
	50,0% $F_{m\acute{a}x}= 131,7$	48.000	-
	50,0% $F_{m\acute{a}x}= 131,7$	2.220.000	-
	50,0% $F_{m\acute{a}x}= 131,7$	686.500	-
	42,0% $F_{m\acute{a}x}= 110,0$	991.800	-
	42,0% $F_{m\acute{a}x}= 110,0$	6.403.531*	210,0
	42,0% $F_{m\acute{a}x}= 110,0$	650.000	-
Ligação em “X”	75,0% $F_{m\acute{a}x}= 169,8$	4.570	-
	75,0% $F_{m\acute{a}x}=169,8$	4.790	-
	75,0% $F_{m\acute{a}x}=169,8$	6.640	-
	50,0% $F_{m\acute{a}x}=113,2$	62.000	-
	50,% $F_{m\acute{a}x}=113,2$	184.200	-
	50,0% $F_{m\acute{a}x}=113,2$	62.600	-
	28,0% $F_{m\acute{a}x}=64,0$	1.440.000	-
	28,0% $F_{m\acute{a}x}=64,0$	1.410.000	-
	28,0% $F_{m\acute{a}x}=64,0$	6.081.900*	224,7

* - Provetes onde não ocorreu rotura por fadiga.

De entre os tipos de ligações apresentados anteriormente, neste trabalho optou por incidir-se, essencialmente, nas ligações do tipo cavilha, tanto perpendiculares à peça de madeira, bem como inclinadas, usando varões de aço de construção normal. Como referido anteriormente, os aspetos principais a ter em consideração na escolha do tipo de ligação são o seu custo, facilidade e rapidez de execução, tendo sempre em consideração a resistência e rigidez necessária para a aplicação em causa. Assim, justifica-se a escolha deste tipo de ligação, uma vez que o aço é o usado normalmente na construção, não necessitando de qualquer tipo de

mão-de-obra especializada, é um recurso disponível no mercado abundantemente e tem uma trabalhabilidade relativamente boa.

A utilização deste tipo de ligadores é também recomendada por Dias e Jorge (2011) uma vez que, devido ao comportamento mecânico da estrutura mista madeira-betão, normalmente a deformação existente está associada à capacidade de deformação da ligação e, tal como explicado anteriormente, as maiores deformações nos ligadores ocorrem junto aos apoios derivado aos esforços de corte serem máximos nessas zonas. Consequentemente, quando acontece a rotura no primeiro ligador existe um aumento de carga adicional nos restantes ligadores, o que pode levar a que ocorra uma rotura frágil do sistema, por este motivo os autores aconselham o uso de ligações com um comportamento dúctil, de modo a reduzir o risco de uma rotura frágil. Assim, é importante que, associada a uma elevada rigidez, a ligação apresente também um comportamento dúctil compatível com a aplicação em causa, uma vez que, em determinadas situações práticas o escorregamento do sistema misto pode ser maior do que a capacidade última de deformação da ligação, desta forma, o projeto e dimensionamento do sistema será condicionado pelas propriedades desta ligação.

No mesmo estudo foi realizada uma avaliação da ductilidade de diferentes tipos de ligações usando uma análise não-linear com recurso a Elementos Finitos. Para tal foram escolhidas cinco configurações distintas, de modo a representar uma vasta gama de propriedades, tais como, resistência, rigidez e comportamento após cedência. De entre as configurações escolhidas encontram-se os ligadores tipo cavilha, que os autores referem como sendo os de mais simples execução na prática, e cuja principal característica é o seu comportamento dúctil.

Por outro lado, os autores identificam também a configuração com os varões de aço inclinados a 45° e colados com resina epóxi, como tendo uma elevada resistência e rigidez, o que leva a que, uma ligação deste tipo possua uma capacidade de deformação bastante baixa, ou seja, um comportamento dúctil inferior ao da configuração anterior. No entanto, com a análise numérica realizada, foi possível concluir que tendo em consideração o comportamento não linear após cedência dos ligadores, existe um aumento considerável da resistência bem como da rigidez. Situação que se verifica tanto para a configuração tipo cavilha como para a configuração com ligadores inclinados.

2.4. Configuração dos provetes para realização de ensaios experimentais

Atualmente, apesar de já haver alguma regulamentação direcionada para estruturas mistas madeira-betão, esta não é ainda suficiente, nem abrange todos os aspetos deste tipo de estrutura. Exemplo disso é a falta de normalização relativamente a ensaios experimentais. Por este motivo, na realização de ensaios para determinação das propriedades mecânicas em ligações mistas madeira-betão, a comunidade científica tem adotado a norma EN 26891 (CEN, 1991), relativa a elementos de madeira.

Por não haver uma norma específica para este tipo de ensaios, as configurações dos provetes a ensaiar tendem a variar consoante o autor. Deste modo, na construção dos provetes deste estudo, foram levadas em consideração várias recomendações de autores, encontradas na literatura, de modo a que os mesmos fossem executados da melhor forma possível.

Ceccotti (1995) sugeriu uma possível configuração para a realização de ensaios para determinação do comportamento de ligações. Esta sugestão é apresentada na Figura 2.15. Na prática, esta solução pode não ser muito vantajosa, uma vez que ao aplicar-se a carga Q , durante o decorrer do ensaio, a não simetria poderá levar a que hajam pequenas excentricidades e rotações no provete, que não são desejáveis.

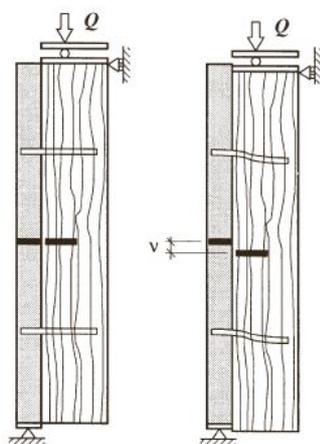


Figura 2.15 - Configuração sugerida para realização dos ensaios (retirado de Ceccotti (1995)).

Com o objetivo de corrigir esta situação, Pigozzo (2006) recomenda o uso de provetes simétricos, desta forma a execução do ensaio fica também facilitada. No entanto, havendo esta simetria, existem ainda duas possibilidades que podem ser utilizadas, nomeadamente a peça de madeira no centro e uma de betão em cada um dos lados, ou vice-versa.

No que diz respeito a este aspeto, Monteiro (2008) construiu uma base de dados com os métodos de ensaios de ligações mistas madeira-betão utilizados nos estudos realizados até à data, a partir da qual realizou uma análise estatística que permitisse avaliar quais os tipos de ensaio de corte usados e a sua frequência de utilização. Desta análise identificou três categorias distintas de tipos de ensaios, nomeadamente ensaio de corte duplo, ensaio de corte assimétrico e ensaio de corte puro. O ensaio de corte duplo, tal como referido atrás, pode ainda ser constituído por um elemento central de madeira e dois elementos laterais de betão ou por um elemento de betão no centro e dois de madeira nas laterais. Relativamente a isto, e apesar de não haver nenhum trabalho que aconselhe especificamente a utilização de uma configuração ou de outra, após a análise estatística, a autora observou que a percentagem de utilização de provetes com elemento central de madeira é bastante superior à percentagem de utilização de provetes com elemento central de betão, com valores de 64,0% e 36,0%, respetivamente.

Também Carvalho e Carrasco (2010) realizaram um estudo para avaliar a influência da configuração dos provetes nos resultados dos ensaios experimentais. Para o estudo desta situação, a configuração da ligação não é o aspeto mais importante, uma vez que é igual para todos os provetes. Na avaliação das possíveis diferenças nos resultados obtidos experimentalmente, os autores usaram duas configurações, nomeadamente, a configuração MBM (betão no centro e madeira nas laterais) e a BMB (madeira ao centro com betão nas laterais), bem como diferentes diâmetros de ligadores, para uma maior abrangência do estudo. Assim, foram usados ligadores com três diâmetros de valores crescentes e, para cada um destes diâmetros, foram ensaiados 8 provetes (4 com a configuração MBM e os restantes com a configuração BMB).

Este estudo concluiu que a configuração dos provetes tem influência nos resultados obtidos, de facto, para a configuração MBM as forças máximas obtidas foram mais baixas e o módulo de escorregamento foi mais elevado, não se verificando também o esperado ganho de resistência com o aumento do diâmetro do ligador. Consequentemente, os autores sugerem a utilização da configuração alternativa por apresentar um comportamento que melhor representa a estrutura real.

Levando em consideração os comentários e análises apresentados, neste trabalho, será usada a configuração sugerida e aquela com mais percentagem de utilização, ou seja, constituída por uma peça de madeira central, com duas peças de betão nas laterais.

3 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

3.1. Enquadramento

Como referido anteriormente, o objetivo deste trabalho é o estudo do comportamento mecânico de uma configuração de ligação que possa ser utilizada na construção de tabuleiros mistos madeira-betão para utilização rodoviária inseridos em caminhos e estradas florestais, utilizando elementos de madeira com secção circular (toros). Para esse efeito foi realizado um pré-dimensionamento, utilizando o modelo presente no Anexo B do EC5 (CEN, 2004a), apresentado no Capítulo 2. No que diz respeito às ações atuantes no tabuleiro, foi utilizado o *Load Model 1 (LMI)* presente na parte 2 do EC1 (CEN, 2002) e que cobre a maioria das situações de tráfego, designadamente tráfego fluido e congestionado e ainda situações de congestionamento com uma elevada percentagem de camiões pesados.

De acordo com a secção 4 do EC1 parte 2, o *LMI* não representa cargas reais, mas está calibrado para que os seus efeitos (com amplificações dinâmicas incluídas quando indicado) representem os efeitos do tráfego real na Europa (ao ano de 2000), e deve ser usado para o dimensionamento de pontes com comprimentos até 200,0 m.

Relativamente às ações verticais, nos seus valores característicos, o modelo (*LMI*) prevê a aplicação de dois sistemas de cargas, que cobrem a maioria dos efeitos do tráfego de veículos ligeiros e pesados:

- Um sistema de cargas pontuais que consiste num duplo-eixo paralelo com uma carga por eixo de:

$$\alpha_Q Q_k \tag{18}$$

- Não deve ser considerado mais do que um sistema de duplo-eixo por via direcional.
- Para efeito de verificações gerais, cada sistema paralelo de duplo-eixo deve ser assumido como posicionado centralmente, relativamente ao eixo longitudinal das vias.

Cada eixo do sistema paralelo deve ser considerado com duas rodas idênticas, com uma carga por roda igual a $0,5\alpha_Q Q_k$.

- Um sistema de uma carga uniformemente distribuída, com um valor por metro quadrado de:

$$\alpha_q q_k \quad (19)$$

onde,

α_Q e α_q – coeficientes de ajuste;

Q_k e q_k – valores característicos para o sistema de carga de duplo-eixo e uniformemente distribuída, respetivamente, de acordo com a Tabela 4.2 do EC1-2 (CEN, 2002).

No Quadro 3.1 são apresentados os valores considerados, tanto para os valores característicos das ações verticais bem como para os respetivos fatores de ajuste.

Quadro 3.1 - Valores considerados para os parâmetros definidos no *Load Model 1* (EC1-parte 2).

Sistema de cargas concentradas - eixo-duplo		Sistema de carga uniformemente distribuída	
Valor característico da ação		Valor característico da ação	
Q_k [kN]	300,0	q_k [kN/m²]	9,0
Coeficiente de ajuste		Coeficiente de ajuste	
α_Q	0,8	α_q	1,0

Na Figura 3.1 é apresentado um esquema com os detalhes do *Load Model 1* aplicado nesta situação particular. Uma vez que se pretende apenas um pré-dimensionamento para o tabuleiro e como se usa o modelo de cálculo apresentado no Capítulo 2, o sistema estrutural a considerar deverá ser uma viga simplesmente apoiada. Considerando este sistema estrutural, que é isostático, e as recomendações obtidas em BDA (2014), é possível a determinação dos esforços atuantes manualmente, sem recurso a nenhum *software* de cálculo automático.

No entanto, para se perceber a distribuição transversal de cargas foi realizada uma pequena modelação usando o *software* SAPTM2000. Nesta modelação foi utilizado um modelo de grelha

composto por vigas mistas madeira-betão, associadas a elementos transversais materializados sem peso próprio e apenas para modelar a continuidade do tabuleiro e permitir a distribuição transversal das ações atuantes. Na Figura 3.2 é apresentada uma imagem onde é possível visualizar os elementos de madeira bem como a laje de betão e ainda o elemento para simular a ligação entre ambos os materiais.

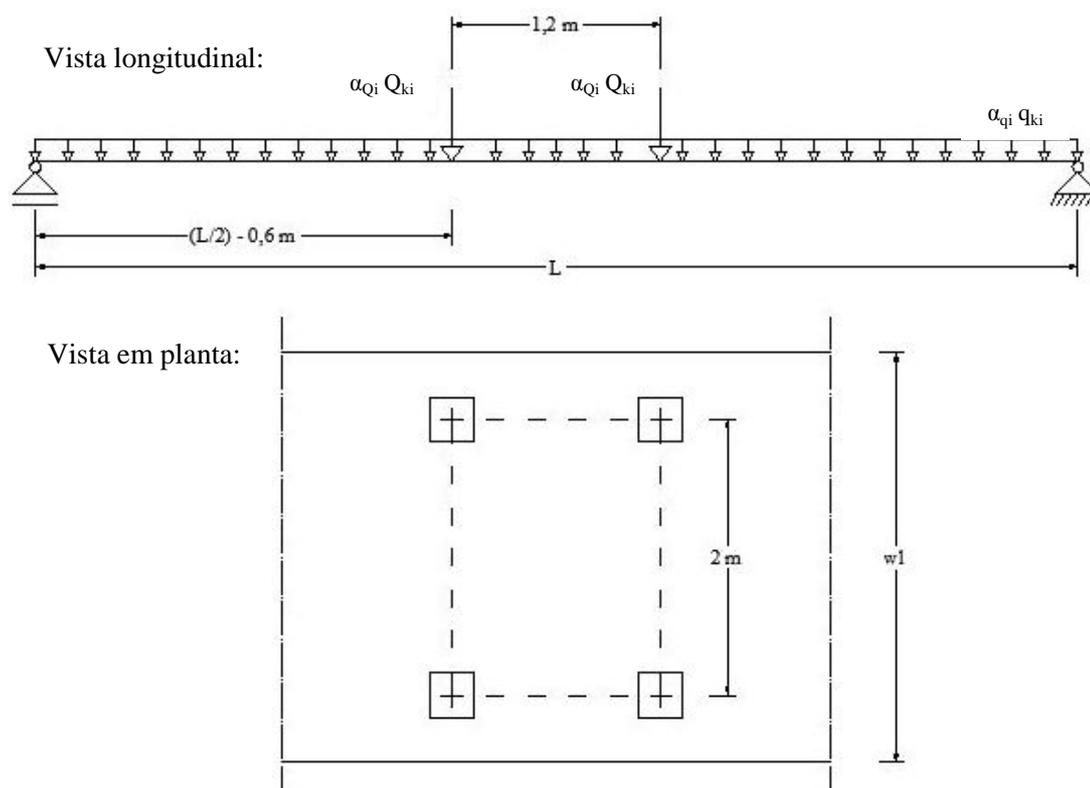


Figura 3.1 - Esquema de aplicação dos sistemas de carga descritos no *LMI* do EC1-parte 2.

Na modelação realizada foram aplicados os sistemas de cargas previstos no *LMI*, ou seja, o sistema de carga distribuída, em toda a área do tabuleiro, e o sistema de carga de duplo-eixo, centrado a meio vão.

Nas condições da Figura 3.1 o momento máximo para o sistema de cargas pontuais ocorre entre os pontos de aplicação, portanto é calculado o momento num desses pontos e distribuído uniformemente pela largura do tabuleiro, obtendo o valor do momento máximo atuante por metro de largura.

Apesar de esta não ser a distribuição real, observou-se, por comparação com a modelação realizada, que as diferenças entre os valores obtidos para o momento máximo nas duas alternativas eram desprezáveis.

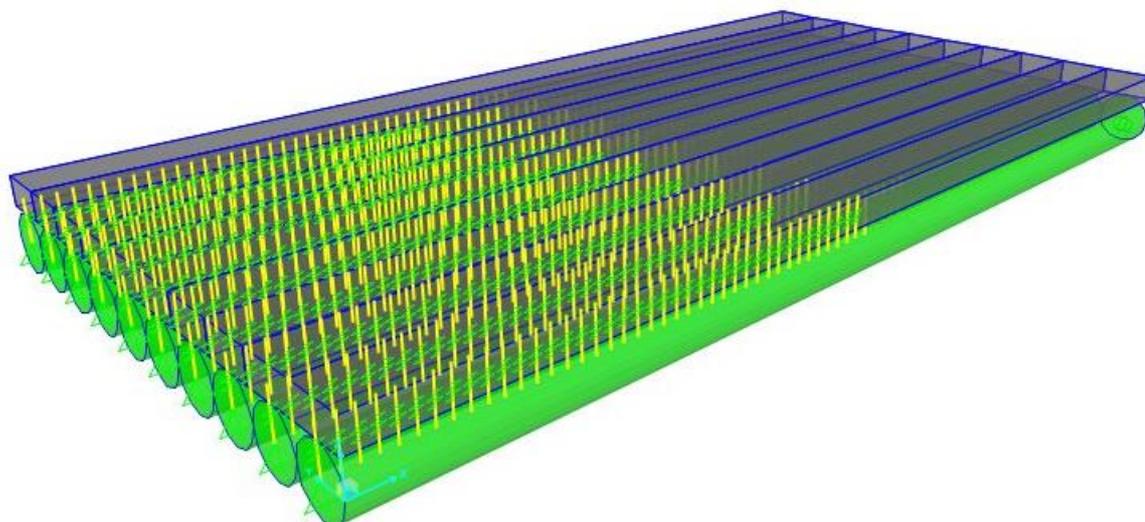


Figura 3.2 – Vista 3D da modelação do tabuleiro no *software* SAPTM2000.

Conforme mencionado anteriormente pretende-se que a aplicação dos tabuleiros mistos, com o sistema de ligação a estudar, seja feita em estradas florestais e caminhos rurais, o que significa que em termos de vão, o alvo a atingir será entre os 5,0 e os 8,0 m, com uma largura para o tabuleiro de 4,0 m. Tendo este requisito em consideração, foi então realizado o pré-dimensionamento de um tabuleiro constituído por betão C30/37, com as propriedades indicadas no EC2 parte 1-1 (IPQ, 2010), madeira nacional de Pinho Bravo, equivalente a uma classe resistente EE, de acordo com a Ficha M2 do LNEC (LNEC, 1997) cujos valores característicos das propriedades resistentes são também indicados na referida ficha. Foi considerado um valor para a rigidez da ligação de $K_s = 23,0$ kN/mm, correspondente a uma ligação perpendicular ao eixo da peça de madeira (Molina, 2008) e baseado em resultados obtidos experimentalmente por outros autores, uma vez que ainda não existiam resultados experimentais próprios.

Desta forma, e estando definidas todas as propriedades dos materiais, foi realizado um pequeno pré-dimensionamento numa folha de cálculo em que foi programado o modelo presente no anexo B do EC5 parte 1-1. Neste pré-dimensionamento procurou obter-se uma secção transversal com um comportamento misto adequado, traduzido pelo parâmetro γ , como descrito no Capítulo 2 do presente trabalho, associada ao maior vão possível. Nestas condições, foi obtida uma altura da laje de betão de 15,0 cm e um diâmetro para as peças de madeira de 25,0 cm, para um vão a rondar os 6,0 m.

3.2. Configuração dos provetes

3.2.1. Provetes com ligadores perpendiculares ao toro de madeira (CP90)

Para a primeira série de ensaios foi utilizada uma configuração com ligadores cravados perpendiculares à peça de madeira (CP90) e foram construídas no total 14 provetes. Os provetes são constituídos por duas peças de betão colocadas lateralmente em relação a uma peça central de madeira de secção circular, em que a ligação entre os elementos é conseguida através de ligadores mecânicos, como ilustrado na Figura 3.3. Nesta configuração considera-se a ligação como sendo o conjunto de dois ligadores cravados em paralelo.

A altura dos provetes era de 462,0 mm, aproximadamente, com um diâmetro médio das peças de madeira de 204,0 mm e uma espessura de betão de 150,0 mm, em cada um dos lados, e uma largura de 250,0 mm.

Utilizou-se uma configuração simétrica para o provete, portanto, existem dois planos de corte e, em cada um desses planos, uma ligação constituída por dois ligadores cravados em paralelo. A linha inferior de ligadores está a uma altura de 120,0 mm, relativamente à base do provete, e a linha superior, no lado oposto, encontra-se a uma altura de 232,0 mm.

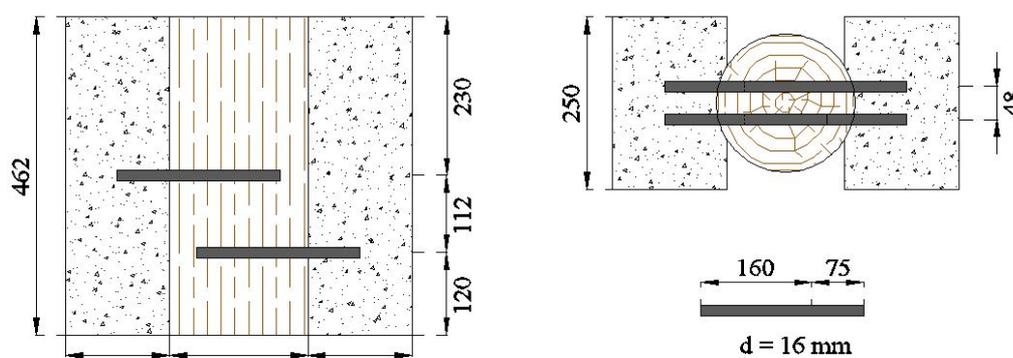


Figura 3.3 - Esquema da configuração do provete e ligadores perpendiculares (medidas em mm).

O espaçamento vertical entre os ligadores dos dois planos foi de 112,0 mm, o que corresponde a sete vezes o diâmetro do ligador, e o espaçamento horizontal foi de 48,0 mm, correspondente a três vezes o diâmetro. Estes espaçamentos foram obtidos, respeitando os valores mínimos apresentados na parte 1-1 do EC5, para ligações na madeira do tipo cavilha.

No que respeita à cravação do ligador na madeira, foi admitida uma profundidade de dez vezes o diâmetro, ou seja, 160,0 mm. Este é um valor amplamente utilizado na prática e a

partir do qual o ganho de rigidez e resistência não é significativo (Dias *et al.*, 2007). O restante comprimento do ligador, 75,0 mm, fica inserido no betão.

▪ **Caracterização dos materiais**

Os ligadores foram obtidos a partir de varões de aço de construção, da classe A500 e com um diâmetro de 16,0 mm. No momento da cravação, os mesmos apresentavam pequenos sinais localizados de oxidação, mas apenas superficial.

As peças de madeira de secção transversal circular foram obtidas de toros de Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster*), as quais foram cortadas com um comprimento aproximado de 462,0 mm. Para a caracterização da madeira, foi realizada uma pesagem individual de cada peça e medido o seu diâmetro médio e comprimento, determinando assim a sua massa volúmica. No entanto, como as peças foram obtidas de diferentes troncos e de diferentes posições dos mesmos, existe alguma variabilidade, tanto no que diz respeito ao seu diâmetro, como à sua massa volúmica. No Quadro 3.2 apresentam-se os valores médios, bem como os valores máximos e mínimos destas propriedades.

Quadro 3.2 - Propriedades das peças de madeira: valores mínimos, máximos e médios para diâmetro e massa volúmica.

	Mínimo	Máximo	Médio
Diâmetro [mm]	189,0	218,0	204,0
Massa Volúmica [Kg/m³]	421,2	596,6	518,0

A caracterização do betão foi efetuada com ensaios de compressão aos 28 dias de idade, em cubos de 150,0 mm de aresta. Foram também ensaiados cubos no primeiro e no último dia dos ensaios de corte nos provetes mistos, o que correspondeu a uma idade do betão de 58 e 63 dias, respetivamente. Utilizou-se betão pronto da classe C30/37, tendo sido a betonagem dos provetes realizada nas instalações da empresa fornecedora do mesmo. No Quadro 3.3 são apresentados os valores médios da resistência à compressão do betão, com as idades indicadas.

Quadro 3.3 - Valores médios para a resistência à compressão do betão utilizado nos provetes CP90.

Idade (dias)	Força [kN]	Tensão [MPa]
28	1000,8	44,5
58	1188,4	52,8
63	1228,6	54,6

▪ **Execução dos trabalhos**

Os trabalhos começaram com o corte longitudinal das peças de madeira, de modo a obter o comprimento pretendido, tendo sido também retificadas as duas faces de forma a garantir a perpendicularidade com o eixo da peça. Após esta preparação inicial, foi feita a marcação do local onde seriam cravados os ligadores e, seguidamente realizou-se a pré-furação na madeira para colocação dos mesmos. Uma vez que os ligadores teriam um diâmetro de 16 mm, a pré-furação foi executada com um diâmetro inferior, de 15,0 mm, garantindo desta forma um ajuste adequado.

Os ligadores foram cortados com um comprimento de 235,0 mm e o passo seguinte foi a cravação manual destes nos furos executados nas peças. Na Figura 3.4 apresentam-se os pormenores do comprimento final dos ligadores, bem como a sua cravação e a pré-furação realizada no toro de madeira.



Figura 3.4 - a) Pormenor do comprimento final dos ligadores. b) Pormenor do ligador cravado e da pré-furação na peça de madeira.

Após realizadas todas as cravações dos ligadores, as peças de madeira foram revestidas com uma película de plástico. Esta medida é tomada com dois objetivos: i) tentar eliminar qualquer atrito entre a peça de madeira e o betão, de modo a que os valores obtidos nos ensaios correspondam essencialmente à transferência de carga por flexão e corte do ligador, e ii) evitar que a madeira absorva água do betão, durante a betonagem e processo de cura do mesmo.

A cofragem dos provetes foi executada com aglomerado de madeira e foi construída de forma a garantir a perpendicularidade entre as faces do betão e também de maneira a que não existissem fugas de betão durante a betonagem. Na Figura 3.5 a) é apresentada uma peça de madeira em fase de execução da cofragem, com os ligadores cravados e a película de plástico aplicada e na Figura 3.5 b) apresenta-se um provete descofrado.



Figura 3.5 – a) Peça de madeira com ligadores cravados em fase de preparação da cofragem; b) Proвете descofrado.

3.2.2. Provetes com ligadores inclinados a 45° em relação ao toro de madeira (CI45)

Para esta segunda série de ensaios foi escolhida uma configuração com ligadores inclinados a 45°, cruzados entre si (CI45), e colados na madeira através de uma resina epóxi com especificações estruturais (Icosit K 101 N - Sika (2011)). Nesta configuração considera-se uma ligação como sendo o conjunto de dois ligadores inclinados, um em compressão e outro em tração. Também aqui os provetes foram constituídos por uma peça central de madeira e duas de betão nas laterais com uma altura total de 580,0 mm, com uma ligação por cada plano de corte. O diâmetro médio das peças de madeira utilizadas foi de 199,0 mm e, as dimensões do elemento de betão foram iguais às da série anterior, espessura de 150,0 mm e a largura de

250,0 mm., conforme ilustrado na Figura 3.6, onde é apresentada a configuração utilizada para esta série de ligações.

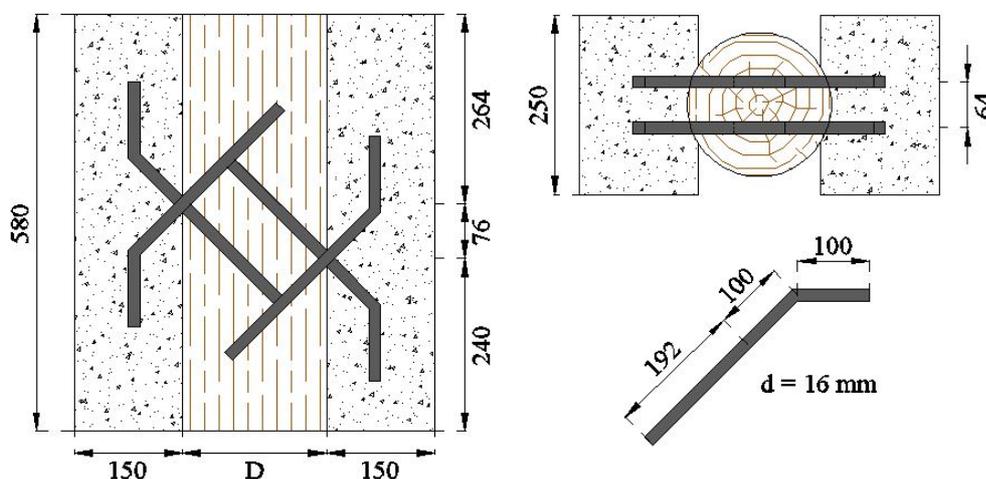


Figura 3.6 - Esquema da configuração do provete e ligadores inclinados (medidas em mm).

Nesta configuração os ligadores têm um comprimento total de 392,0 mm, sendo que o comprimento de colagem (totalidade do comprimento inserido dentro da madeira) corresponde a doze vezes o diâmetro do ligador, ou seja, 192,0 mm. Uma vez que os ligadores se encontram inclinados, ao contrário do que acontecia na configuração anterior, houve necessidade de dobrar os mesmos de modo a que uma parte do comprimento inserido no elemento de betão fique paralelo à face do betão.

Na série anterior, os ligadores estavam sujeitos a esforços de corte, nesta segunda série, um dos ligadores encontra-se, essencialmente, a resistir a esforços de tração e o outro, essencialmente, a esforços de compressão. Assim sendo, na sua posição final, os ligadores distam de 75,0 mm da face do betão e têm um comprimento reto de ancoragem de 100,0 mm. Em planta, o espaçamento entre ligadores é de 64 mm, o que corresponde a quatro vezes o diâmetro do ligador.

▪ Caracterização dos materiais

Os ligadores foram também obtidos de varões de aço de construção, da classe A500, com um diâmetro de 16,0 mm.

A madeira utilizada tem a mesma origem que aquela utilizada nos provetes de cavilha perpendicular, ou seja, foi obtida de toros de Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster*). No Quadro 3.4 são apresentados os valores obtidos para a massa volúmica e diâmetro das peças de madeira utilizadas nesta série de provetes.

Quadro 3.4 - Propriedades das peças de madeira usadas nas ligações inclinadas: valores mínimos, máximos e médios para diâmetro e massa volúmica.

	Mínimo	Máximo	Médio
Diâmetro [mm]	184,0	227,0	199,0
Massa Volúmica [Kg/m³]	482,1	712,3	560,4

Utilizou-se o mesmo tipo de betão da classe C30/37 e realizaram-se ensaios de compressão aos 28 dias, em cubos de 150,0 mm de aresta. Foram também ensaiados três cubos no dia em que se concluíram os ensaios desta série. No entanto, houve a opção de não se ensaiar nenhum cubo no dia de início dos ensaios nos provetes com ligação CI45, mas sim realizar esses ensaios quando o betão atingisse a mesma idade que aquele utilizado nos ensaios com ligação CP90, ou seja, aproximadamente 60 dias. Desta forma, há a possibilidade de comparar os resultados obtidos para a resistência à compressão do betão, não só aos 28 dias de idade, mas também com uma idade superior. No Quadro 3.5 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão nos cubos.

Quadro 3.5 - Valores médios para a resistência à compressão do betão utilizado nos provetes CI45.

Idade (dias)	Força [kN]	Tensão [MPa]
28	1061,1	47,2
36	1054,6	46,9
59	1286,8	57,2

Como referido, na ligação entre a madeira e o aço foi utilizada a resina epóxi Icosit K 101 N (Sika, 2011) para a colagem dos varões de aço dentro da madeira. Esta resina apresenta uma cor acinzentada e pouca viscosidade, o que levantou alguns problemas na execução da colagem.

▪ Execução dos trabalhos

A execução dos trabalhos na preparação desta série de provetes foi um pouco mais demorada, relativamente à anterior. Após a marcação do local dos furos nas peças de madeira procedeu-se à sua furação, no entanto, previamente foi necessário tapar algumas fendas de maior dimensão que havia na madeira, para a posterior colagem dos ligadores. Este procedimento foi necessário devido à fluidez apresentada pela resina usada. Tratando-se de uma ligação colada, o diâmetro da pré-furação foi de 20,0 mm, garantindo-se assim uma espessura média de cola de 2,0 mm em toda a volta do ligador.

Devido à configuração da ligação, a furação foi executada com um ângulo de 45° em relação ao eixo da peça de madeira, o que levou a maiores cuidados nesta tarefa de modo a que a furação fosse o mais rigorosa possível. Os ligadores foram cortados dos varões de aço com um comprimento total de 392,0 mm, para depois serem dobrados de modo a terem um comprimento reto, para ancoragem no betão, de aproximadamente 100,0 mm. Na Figura 3.7 é apresentado o pormenor da furação inclinada numa peça de madeira e ainda o comprimento dos ligadores com a marcação para a dobragem.

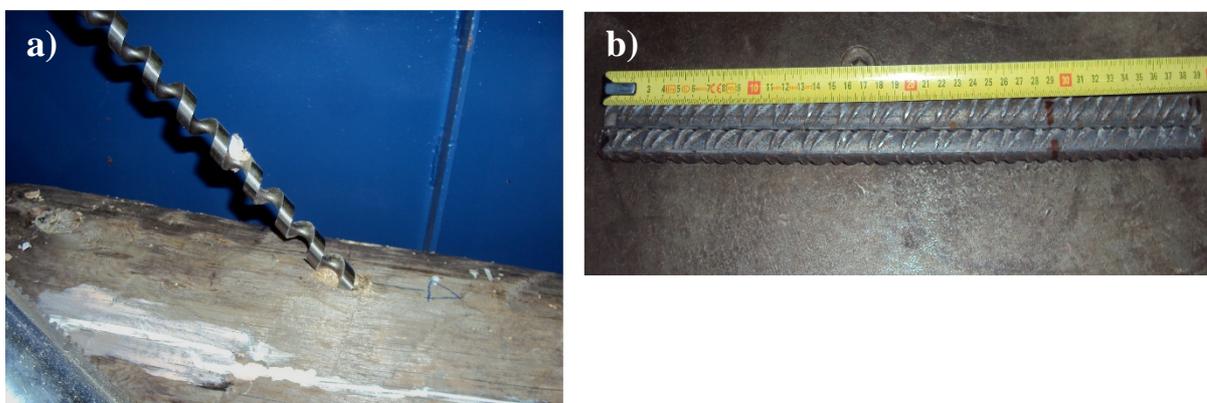


Figura 3.7 – a) Furação a 45° nas peças de madeira; b) Comprimento dos ligadores e marcação para dobragem.

Para a colocação dos ligadores, o furo na peça de madeira foi preenchido com a resina epóxi até cerca de $\frac{3}{4}$ da profundidade e, em seguida, o ligador foi inserido lentamente no furo, com pequenos movimentos rotativos, para evitar bolhas de ar no interior da resina. Tratando-se de uma resina composta por dois componentes, foi necessário a sua preparação prévia, fazendo a mistura dos mesmos nas proporções indicadas pelo fabricante. Tanto na preparação, como na aplicação da resina, foram seguidas as recomendações do fabricante, presentes na ficha técnica do produto (Sika, 2011).

Com a impossibilidade de se efetuar a colagem dos ligadores de ambos os lados da peça em simultâneo, foi realizada primeiro de um dos lados e deixou-se a resina ganhar presa durante um período de, pelo menos, 24h. Só após este período se realizou a colagem dos restantes ligadores no lado oposto. Na Figura 3.8 apresenta-se as peças de madeira com os ligadores colocados, em período cura inicial da resina.



Figura 3.8 - Colagem dos ligadores inclinados na madeira.

3.3. Configuração do ensaio

No decorrer dos ensaios foi utilizado diverso equipamento, nomeadamente: (i) um atuador hidráulico de 500 kN de força máxima, para aplicação da carga nos provetes, (ii) uma célula de carga com capacidade máxima de 200 kN para medição da carga aplicada, utilizada na realização dos ensaios nos provetes com ligadores perpendiculares, (iii) uma célula de carga com capacidade máxima de 400 kN com o mesmo intuito da anterior, mas utilizada nos ensaios nos provetes com ligações inclinadas, (iv) quatro defletómetros com curso máximo de 25 mm para medição dos deslocamentos relativos entre os materiais (dois por plano de corte) e ainda equipamento de aquisição de dados em conjunto com *software* para gravação dos dados. Na Figura 3.9 apresenta-se o esquema de ensaio utilizado, bem como algum do equipamento referido.

Durante o ensaio a peça central de madeira deve ter a liberdade para poder escorregar relativamente às peças de betão, portanto, para este efeito, foram utilizadas chapas de aço de 40,0 mm de espessura onde foram apoiadas as peças de betão, conforme ilustrado na Figura 3.9.

Na medição deste deslocamento relativo, tratando-se de provetes com dois planos de corte, foram realizadas medições independentes para cada plano, podendo desta forma analisar-se os resultados separadamente. Por cada plano de corte foram então utilizados dois defletómetros,

um de cada lado do provete, os quais foram aplicados nos provetes recorrendo a pequenas chapas coladas no betão e aparafusadas na madeira, de forma a ser possível fixar as bases magnéticas. Como os ligadores se encontram a alturas diferentes em cada plano de corte, decidiu colar-se as chapas a meia altura entre ambos. A aquisição de dados foi de períodos de 1 s para os ensaios estáticos e de 8 leituras por segundo para os ensaios de fadiga.

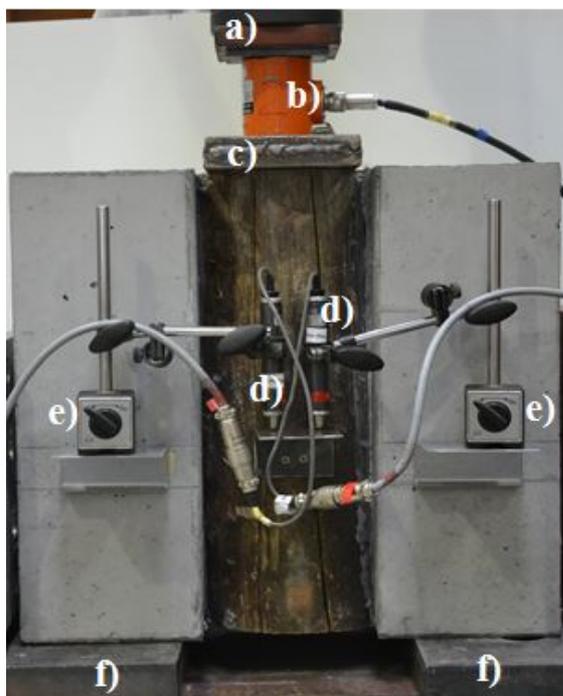


Figura 3.9 - Esquema de ensaio: a) chapa para transferência de carga entre atuador e célula de carga; b) célula de carga de capacidade 200,0 kN; c) chapa de aço para aplicação de carga na peça de madeira; d) defletómetros de curso máximo de 25,0 mm; e) bases magnéticas; f) chapas de aço para apoio do provete.

3.4. Metodologia experimental

3.4.1. Ensaios de corte estáticos

Para efeitos de dimensionamento, e de acordo com as expressões de cálculo do Anexo B do EC5 parte 1-1, a propriedade mecânica mais relevante de uma ligação é a sua rigidez, K_s , que é definida como o declive da reta carga vs escorregamento até 40,0% F_{est} , da ligação. Além da rigidez importa também conhecer a capacidade de carga, $F_{máx}$, que é a força máxima resistida

pela ligação durante o ensaio, e ainda o deslocamento máximo, $\delta_{máx}$, que corresponde ao deslocamento registado quando se atinge a carga máxima.

Estas propriedades podem ser obtidas através da realização de ensaios de corte de curta duração em provetes mistos madeira-betão, com dimensões que representem a estrutura real. Para a realização destes ensaios não existe nenhuma norma específica pelo que é usual a utilização da norma internacional EN 26891 (CEN, 1991), direccionada para ligações com ligadores mecânicos em estruturas mistas de madeira.

Esta norma define o procedimento de carregamento a utilizar durante o ensaio, que se baseia numa carga máxima de rotura estimada, F_{est} , para o tipo de ligação a ensaiar e que deve ser determinada com base em cálculos, na experiência obtida da realização destes ensaios ou, então, em ensaios preliminares. Esta estimativa deve ser ajustada durante o decorrer dos ensaios caso o valor médio da carga máxima atingida nos ensaios já decorridos apresente um desvio superior a 20,0% relativamente ao valor de F_{est} estimado inicialmente.

A Figura 3.10 apresenta o procedimento de carregamento que geralmente deve ser seguido. Deve ser aplicada carga até ao patamar de 40,0% da carga estimada, F_{est} , e mantida constante durante 30 segundos. Deve, em seguida, reduzir-se a aplicação de carga até ao valor de 10,0% de F_{est} e mantida constante durante um período de 30 segundos, após o qual a carga deve ser aumentada até se atingir a carga máxima, ou um escorregamento entre os materiais de 15,0 mm.

Até 70,0% de F_{est} , o carregamento deve ser efetuado em controlo de força com um aumento constante da carga de $0,2F_{est} \pm 25,0\%$ por minuto. Após este patamar, o carregamento passa a ser aplicado em controlo de deslocamento com velocidade constante, de forma a que se atinja a carga máxima ou um escorregamento de 15,0 mm após 3 a 5 minutos adicionais, com um tempo total de ensaio de 10 a 15 minutos. O ensaio termina quando é atingida a carga máxima, ou então, um escorregamento entre os materiais de 15,0 mm.

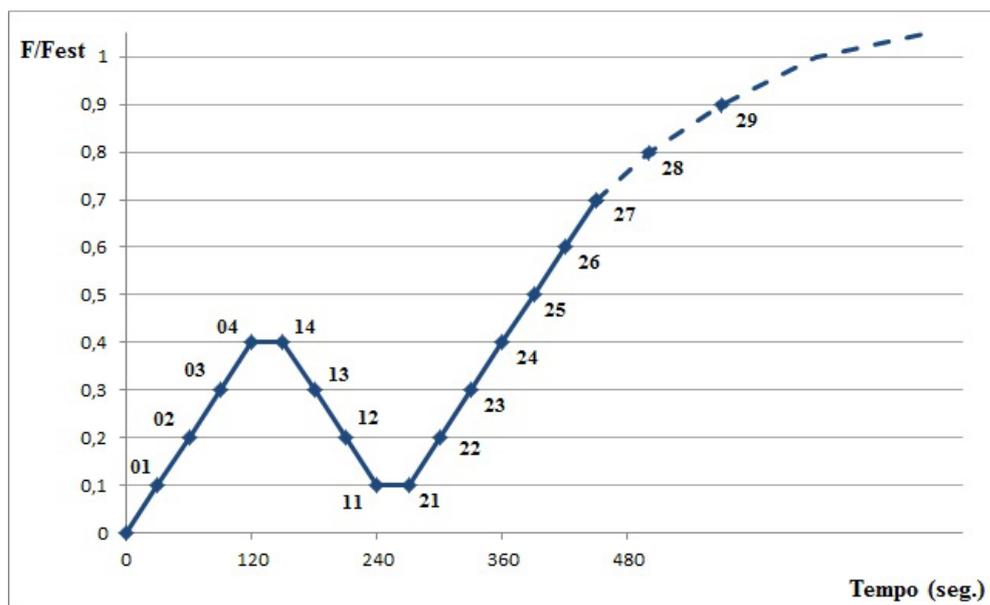


Figura 3.10 - Procedimento de carregamento nos ensaios estáticos.

Após os ensaios, e com o registo das medições dos deslocamentos, pode calcular-se o módulo de escorregamento, K_s , da ligação através das expressões (20) e (21):

$$K_s = \frac{0,4 F_{est}}{v_{i,mod}} \quad (20)$$

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) \quad (21)$$

onde,

K_s – módulo de escorregamento;

F_{est} – carga máxima de rotura estimada;

$v_{i,mod}$ – escorregamento inicial modificado;

v_{01} – escorregamento registado para uma carga aplicada de $0,1F_{est}$;

v_{04} – escorregamento registado para uma carga aplicada correspondente a $0,4F_{est}$ ou escorregamento inicial.

3.4.2. Ensaio de corte de fadiga

Adicionalmente aos ensaios de corte estáticos realizados foram também realizados ensaios de corte de fadiga, com o objetivo de compreender a influência dos ciclos de carga, tanto na capacidade de carga, $F_{máx}$, como na rigidez, K_s , da ligação, uma vez que estas propriedades mecânicas são da máxima importância para efeitos de dimensionamento e têm uma grande influência no comportamento da estrutura, principalmente a rigidez, K_s .

Em semelhança ao que acontecia nos ensaios de corte estáticos, também aqui não existe nenhuma norma nem regulamentação direcionada para os ensaios de fadiga. Como resultado desta situação, na bibliografia consultada, encontraram-se vários procedimentos experimentais diferentes.

Nos ensaios realizados decidiu aplicar-se uma amplitude de carga entre os 10,0% e os 30,0% da força máxima estimada, F_{est} , com uma frequência de 1 Hz, ou seja, um ciclo por segundo. Foi ainda aplicada um pré-carregamento até 20,0% F_{est} , e mantida durante 10 segundos antes do início dos ciclos, os quais foram aplicados através de uma função sinusoidal. O procedimento de carregamento encontra-se esquematizado na Figura 3.11.

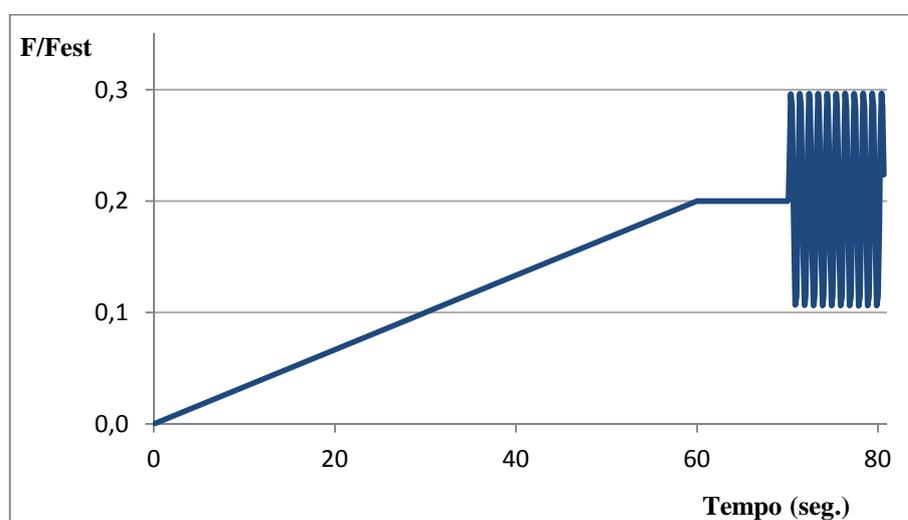


Figura 3.11 - Procedimento de carregamento nos ensaios de fadiga.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. Apresentação de resultados

4.1.1. Série com ligadores perpendiculares ao toro de madeira (CP90) – Ensaios estáticos

Neste tipo de ligações usadas em estruturas mistas madeira-betão, com recurso a ligadores mecânicos, existem vários parâmetros que interessam conhecer de modo a poder caracterizar o comportamento da ligação. Os mais relevantes para efeitos de dimensionamento são a capacidade de carga, $F_{máx}$, que é a força máxima resistida pela ligação durante o ensaio, a rigidez, Ks , definida como o declive da reta que une os pontos em que se atinge pela primeira vez os valores de carga correspondentes a $10,0\%F_{est}$ e $40,0\%F_{est}$ e ainda o deslocamento máximo, $\delta_{máx}$, que corresponde ao deslocamento registado quando é atingida a carga máxima. A rigidez da ligação é uma grandeza calculada a partir dos valores de F_{est} , v_{01} e v_{04} , de acordo com as expressões (20) e (21). No Quadro 4.1 são apresentados os resultados obtidos experimentalmente para estes parâmetros, no total dos 14 provetes ensaiados.

Além destas grandezas, que podem ser retiradas dos gráficos carga vs escorregamento respetivos, no Quadro 4.1 apresenta-se também o valor para a força estimada, F_{est} , definida de acordo com a norma de ensaio utilizada e já mencionada anteriormente. Os valores apresentados para a força máxima estimada, F_{est} , e para a capacidade de carga, $F_{máx}$, referem-se ao total do provete, enquanto que as restantes propriedades são apresentadas por plano de corte, para uma mais fácil análise dos valores por ligação.

Quadro 4.1 - Resumo dos resultados obtidos para a série CP90 (valores por ligação/ plano de corte).

Nº Provette	F_{est}^* [kN]	$F_{máx}^*$ [kN]	Plano 1		Plano 2	
			Ks [kN/mm]	$\delta_{máx}$ [mm]	Ks [kN/mm]	$\delta_{máx}$ [mm]
CP90_1	100,0	135,4	38,0	22,5	37,9	22,0
CP90_2	120,0	144,6	41,0	24,8	33,3	15,5
CP90_3	120,0	126,7	64,5	23,3	31,6	9,4
CP90_4	120,0	142,2	33,7	9,4	38,1	9,2
CP90_6	120,0	151,7	33,9	10,3	28,6	10,5
CP90_7	130,0	125,7	38,2	25,5	41,5	10,3
CP90_8	130,0	118,4	32,3	25,0	39,2	9,6
CP90_9	130,0	115,4	29,7	25,6	31,2	12,2
CP90_10	130,0	136,4	30,0	25,9	74,5	10,1
CP90_11	120,0	110,2	20,6	15,0	32,9	6,3
CP90_12	130,0	121,2	30,8	8,0	29,3	6,9
CP90_13	130,0	138,1	45,1	15,7	28,3	15,3
CP90_14	130,0	128,2	27,8	16,2	43,0	15,5
CP90_15	120,0	123,7	27,2	14,3	23,9	14,9
Média	-	129,8	35,2	18,7	36,7	12,0
Mínimo	100,0	110,2	20,6	8,0	23,9	6,3
Máximo	130,0	151,7	64,5	25,9	74,5	22,0
Coef. Variação	-	9,2%	29,8%	35,7%	33,3%	35,2%

* - Os valores de F_{est} e $F_{máx}$ referem-se ao total do provete.

Nas Figura 4.1 e Figura 4.2 são apresentados os gráficos carga vs escorregamento obtidos para cada um dos provetes ensaiados. São apresentados dois gráficos para uma mais fácil interpretação e comparação dos mesmos, uma vez que seria de difícil compreensão se todas as curvas fossem apresentadas no mesmo gráfico. Note-se que os gráficos apresentam as curvas-tipo carga vs escorregamento para o total do provete.

No início da série de ensaios, foi realizado um ensaio inicial, no provete CP90_1, com um valor para a carga estimada de 100,0 kN. Este valor foi adotado tendo em conta os resultados encontrados na literatura, no entanto o mesmo revelou-se bastante baixo e encontrava-se fora do intervalo de 20,0% de tolerância relativamente ao resultado obtido após o ensaio, razão pela qual o mesmo foi posteriormente corrigido.

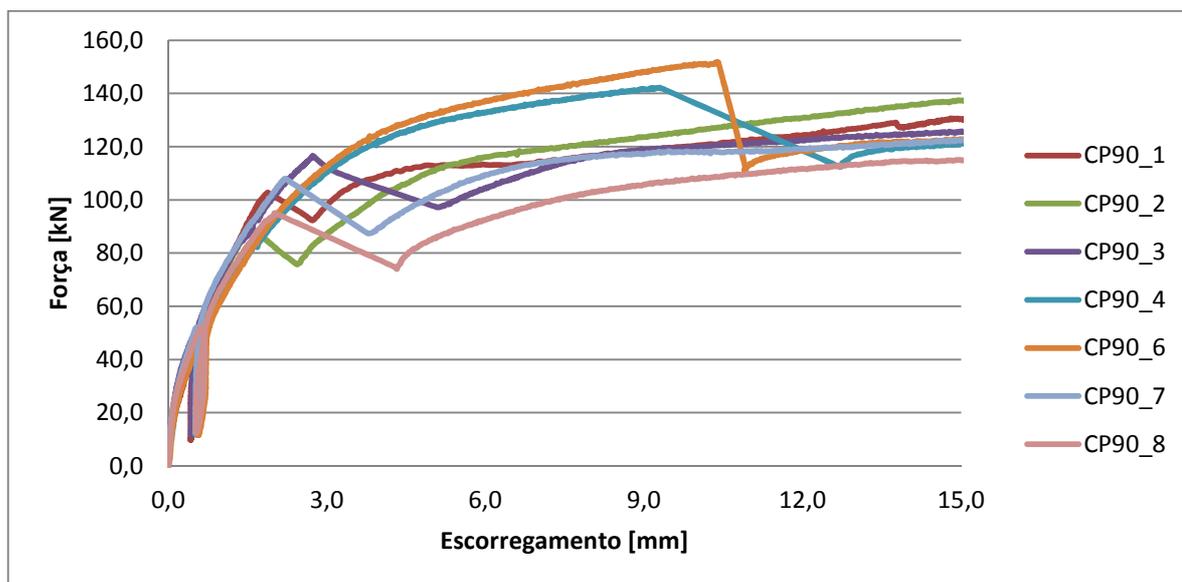


Figura 4.1 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CP90_1 a CP90_8.

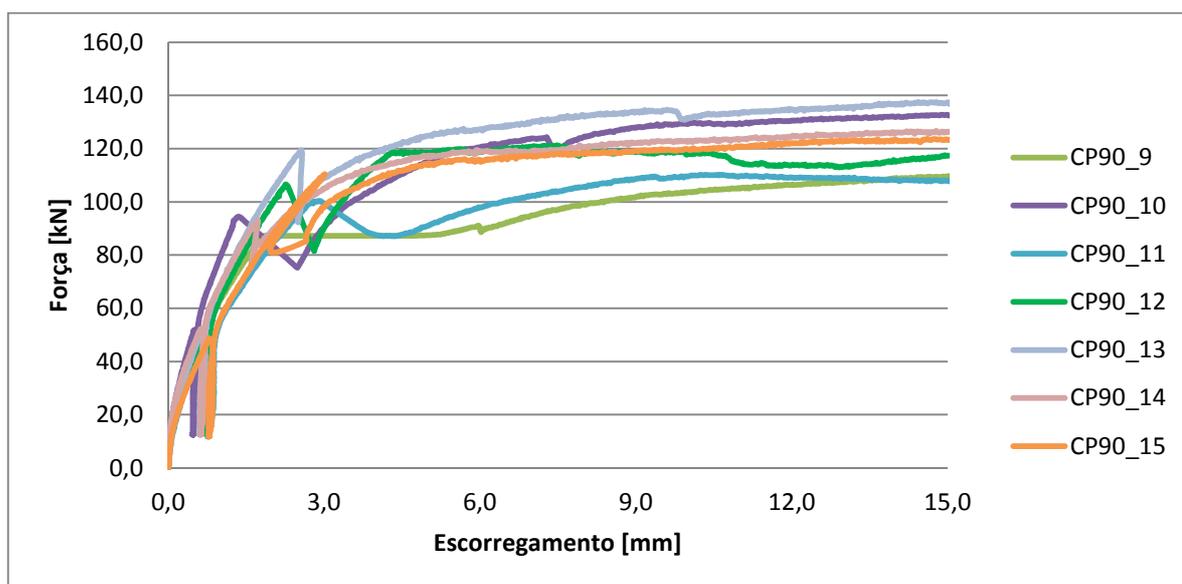


Figura 4.2 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CP90_9 a CP90_15.

Nos dois primeiros provetes ensaiados foi utilizado um confinamento nas peças de betão, Figura 4.3, pois receava-se que as mesmas, com o decorrer do ensaio, pudessem tombar sobre a peça central de madeira, perturbando o procedimento normal e alterando os resultados registados. No entanto devido ao comportamento que se verificou durante o ensaio, optou-se por retirar o confinamento nos restantes ensaios, não se tendo observado qualquer tipo de problema.



Figura 4.3 - Provete CP90_2 com confinamento no betão.

Em quase todos os provetes se verificou fissuração no betão, ao nível dos ligadores do plano horizontal inferior. Esta fissuração levou a que houvesse uma rotura do betão nesta zona e à separação em duas partes do maciço de betão inicial, com a consequente perda de capacidade resistente. Este fenómeno pode ser observado nos gráficos carga *vs* escorregamento, nos quais se verifica que houve um decréscimo da carga, com um aumento do deslocamento, no entanto, a ligação continuou a suportar carga e a resistir perante o aumento da mesma, atingindo o valor máximo mesmo depois de haver a rotura no betão. No plano oposto, correspondente aos ligadores no plano horizontal superior, na generalidade não se verificou esta situação e nem foi observada, a olho nu, qualquer fissuração no betão. Na Figura 4.4 a) e b) pode observar-se a fissuração no betão e a separação em dois do maciço de betão, respetivamente.



Figura 4.4 - a) Fissuração do betão por tração, no plano dos ligadores; b) separação do maciço de betão em dois (provete CP90_11).

Esta situação verificou-se para a grande maioria dos espécimes desta série, exceto para os provetes CP90_4 e CP90_6, em que a rotura no betão sucedeu-se numa fase já adiantada do ensaio e em que foi a causa de rotura da ligação. Em todos os restantes provetes verificou-se um aumento de carga até ser atingido o escorregamento relativo médio nos dois planos de 15,0 mm, altura em que se parou o ensaio, no entanto, a taxa de crescimento da carga que se verificava já não era significativa, devido ao esmagamento na madeira e também à deformação dos ligadores. Esta fissuração, com a conseqüente rotura do betão por tração, ocorreu após o patamar correspondente a $70,0\%F_{est}$, ou seja, quando a carga já estava a ser aplicada em controlo de deslocamento. Houve, no entanto, um dos provetes em que esta situação ocorreu precisamente do momento da transição da aplicação da carga por controlo de força para controlo de deslocamento.

Nesta série de ensaios não se identifica um ponto de rotura da ligação. Após a rotura por tração no betão, o provete continuou a resistir ao aumento de carga que lhe era aplicado, até atingir o escorregamento exigido pela norma para que se desse por terminado o ensaio. O que se observou foi que, quando se alcançou este escorregamento o aumento de carga já não era considerável, o que significa que a ligação se deformava sem aumento significativo da capacidade de carga. A deformação observada na ligação deveu-se ao esmagamento da madeira na zona dos ligadores, Figura 4.5 a), e também devido à deformação dos ligadores, Figura 4.5 b) e c).



Figura 4.5 - a) Esmagamento da madeira na zona dos ligadores (provete CP90_14); b) deformação nos ligadores do plano inferior (provete CP90_13); c) esmagamento da madeira com aparente formação de rótula plástica nos ligadores (provete CP90_13).

As imagens apresentadas na Figura 4.6 indiciam que a deformação existente nos ligadores não foi igual nos dois planos de corte, havendo indícios que nos ligadores inferiores poderá haver uma rótula plástica, enquanto no lado oposto, nos ligadores superiores, aparenta haver duas.



Figura 4.6 – Deformação nos ligadores. Figura do lado esquerdo corresponde ao provete CP90_1, e a figurado lado direito corresponde ao provete CP90_3.

Esta situação terá ocorrido devido à separação do betão que ocorreu no plano inferior. O facto de isto ter acontecido levou a que os ligadores nesse plano deixassem de estar confinados pelo betão e, desta forma, com a aplicação de carga, os ligadores dobraram sem qualquer restrição. Já no plano dos ligadores superiores, como esta situação não se sucedeu, os ligadores estavam confinados pelo betão, portanto, a deformação foi diferente, conforme ilustrado na Figura 4.7, onde esta situação é mais notória.



Figura 4.7 - Deformação nos ligadores da série CP90 (provete CP90_15).

4.1.2. Série com ligadores inclinados a 45° em relação ao toro de madeira (CI45) – Ensaio estáticos

Também nesta série de ligações, CI45, foram realizados ensaios de corte em 14 provetes para determinação das propriedades relevantes para caraterizar o comportamento mecânico da ligação, no entanto apenas 13 foram ensaiados até à rotura. Destas propriedades destacam-se a

rigidez da ligação, K_s , definida como o declive da reta carga vs escorregamento até 40,0% F_{est} , a capacidade resistente, $F_{máx}$, que é a força máxima resistida pela ligação durante o ensaio e ainda o deslocamento máximo, $\delta_{máx}$, que é o valor do deslocamento registado para o correspondente valor da carga máxima, e cujos valores obtidos experimentalmente são apresentados no Quadro 4.2. No mesmo quadro é ainda apresentado o valor assumido para a carga estimada, F_{est} .

Quadro 4.2 - Resumo dos resultados obtidos para a série CI45 (valores por ligação/ plano de corte).

Nº Proвете	F_{est} * [kN]	$F_{máx}$ * [kN]	Plano 1		Plano 2	
			K_s [kN/mm]	$\delta_{máx}$ [mm]	K_s [kN/mm]	$\delta_{máx}$ [mm]
CI45_1	275,0	-	253,1	-	350,2	-
CI45_2	275,0	253,7	172,6	1,6	187,0	1,4
CI45_3	275,0	251,5	138,8	1,8	215,1	1,2
CI45_5	275,0	242,2	152,8	1,4	184,0	1,1
CI45_6	275,0	246,8	196,4	1,3	240,3	1,0
CI45_7	275,0	260,1	167,6	1,5	234,4	1,1
CI45_8	275,0	292,3	238,4	1,6	256,7	1,2
CI45_9	275,0	310,3	311,2	1,2	270,7	1,2
CI45_10	200,0	294,7	233,0	1,5	366,7	1,3
CI45_11	275,0	256,5	183,4	1,0	256,7	0,8
CI45_12	275,0	266,9	224,7	1,1	200,9	1,0
CI45_13	275,0	290,1	215,0	1,5	219,5	1,4
CI45_14	275,0	276,0	391,9	0,8	245,9	1,1
CI45_15	275,0	272,8	203,7	1,0	239,0	0,8
Média	-	270,3	220,2	1,3	247,6	1,1
Mínimo	200,0	242,2	138,8	0,8	184,0	0,8
Máximo	275,0	310,3	391,9	1,8	366,7	1,4
Coef. Variação	-	7,8%	30,3%	22,1%	21,7%	17,9%

* - Os valores de F_{est} e $F_{máx}$ referem-se ao total do provete.

Os resultados apresentados no Quadro 4.2 correspondem, com semelhança à série anterior, a cada ligação, por plano de corte, constituída por dois ligadores colados e inclinados em “X” a 45°. Da mesma forma a Figura 4.8 e a Figura 4.9, apresentam as curvas carga vs escorregamento para os provetes ensaiados, com exceção do provete CI45_1, para o qual apenas foi determinada a rigidez da ligação.

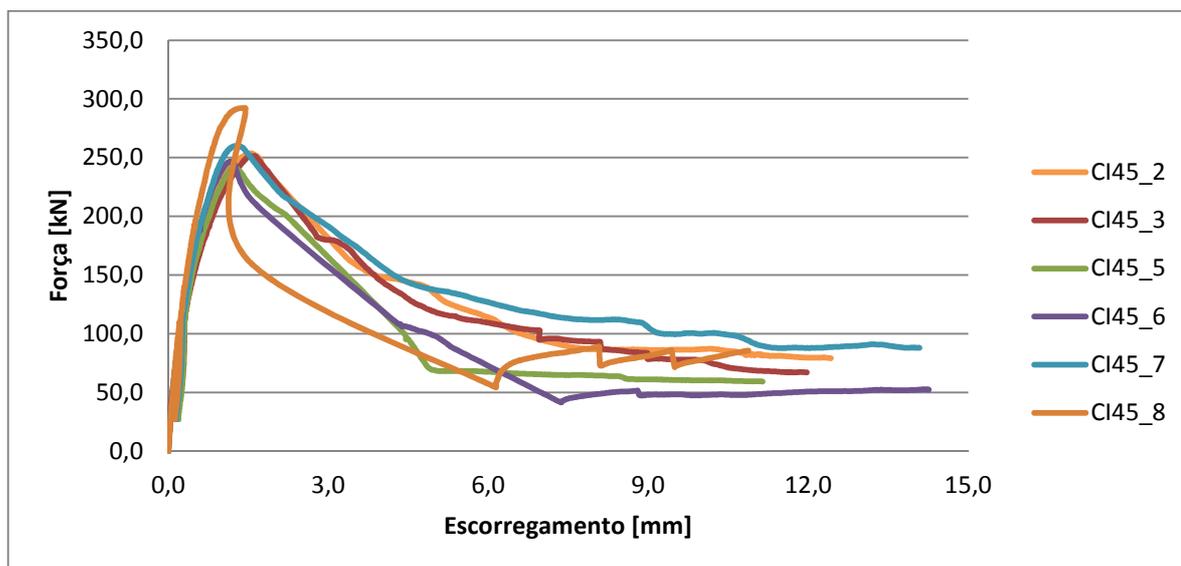


Figura 4.8 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CI45_2 a CI45_8.

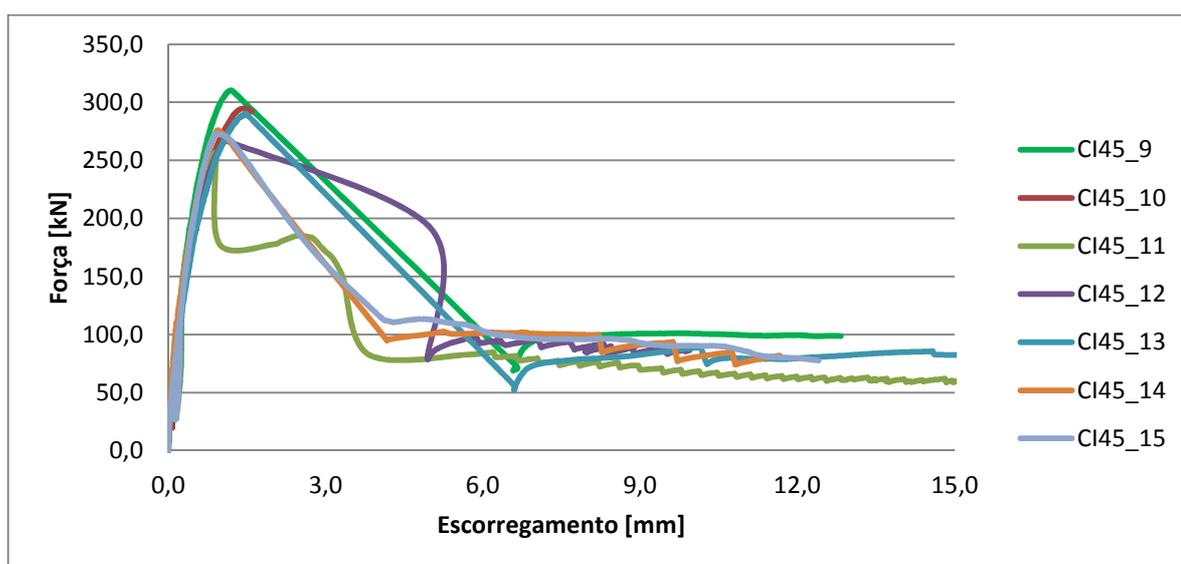


Figura 4.9 - Curva carga vs escorregamento para os provetes CI45_9 a CI45_15.

Também aqui foi realizado um ensaio inicial com uma carga estimada, F_{est} , avaliada com base em resultados experimentais encontrados na literatura. O valor adotado inicialmente, de 200,0 kN, não correspondeu ao resultado obtido no final do ensaio e estava fora do intervalo permitido pela norma, tendo sido posteriormente corrigido para 275,0 kN.

No primeiro ensaio realizado a rotura foi altamente frágil, tendo acontecido repentinamente sem nada que o fizesse prever. Esta aconteceu devido a *splitting* no betão, que é um fenómeno

de natureza frágil, e que acontece quando a tensão resistente à tração do betão é excedida, Figura 4.10.



Figura 4.10 - Rotura do provete CI45_10 por *splitting* no betão.

Nos restantes provetes o modo de rotura foi o mesmo verificado no ensaio do primeiro espécime, no entanto, a rotura não foi tão repentina, observando-se a formação de fissuras no betão, Figura 4.11, antes da rotura total.

Além da fissuração observada no betão, depois da rotura foi possível identificar algumas zonas em que houve esmagamento na madeira, bem como pequenos sinais de esmagamento no betão. Não se verificou qualquer sinal de rotura da resina utilizada, nem mesmo de corte na madeira, na interface resina-madeira. Neste tipo de ligação, com ligadores inclinados cruzados, um dos varões que forma o ligador resiste a esforços de compressão, sendo este o maior responsável pelo esmagamento na madeira, enquanto o outro ligador suporta esforços de tração.



Figura 4.11 - Fissuração observada no betão, antes da rotura total do provete CI45_3: a) plano superior de ligadores; b) plano inferior de ligadores.

4.1.3. Série com ligadores perpendiculares ao toro de madeira (CP90) – Ensaios de fadiga

Como referido anteriormente, a rigidez, Ks , e a capacidade de carga da ligação, $F_{máx}$, são propriedades que influenciam o comportamento de uma estrutura mista madeira-betão, por este motivo é importante o estudo das mesmas. Com esse intuito foram realizados ensaios de fadiga em dois provetes com a ligação CP90, uma vez que se considerou razoáveis os valores obtidos para as propriedades mecânicas e apresentam bom comportamento dúctil, ao contrário da configuração CI45.

Em ambos os provetes foram aplicados 100.000 ciclos de carga, após os quais o provete foi ensaiado até à rotura através de um ensaio estático seguindo o procedimento presente na norma EN 26891 (CEN, 1991). Para acompanhamento da evolução da rigidez ao longo dos ciclos foram realizados ensaios estáticos antes do início dos ciclos e após 10.000, 30.000, 65.000 e 100.000 ciclos. Os ensaios de fadiga realizados e para os quais são apresentados os resultados são o início de uma campanha de ensaios deste tipo. Por este motivo o número de ciclos aplicado é ainda baixo, uma vez que se pretende perceber qual o comportamento da ligação durante o ensaio e qual a resposta do equipamento, antes de se avançar para um maior número de ciclos.

Os provetes ensaiados à fadiga tinham a mesma constituição e configuração dos provetes usados na campanha de ensaios estáticos, com a exceção da armadura. Conforme referido anteriormente, nos ensaios de corte estáticos nos provetes com a configuração de ligação CP90, ocorreu uma rotura por tração no betão, no plano dos ligadores inferiores. Por essa razão decidiu colocar-se armadura nos provetes para evitar essa situação, uma vez que na aplicação em tabuleiros existe a armadura de distribuição que impede que ocorra essa rotura. Para esse efeito foram utilizados, na vertical, quatro varões de aço $\phi 8$ da classe A500, um em cada canto do maciço de betão, com um recobrimento de 25,0 mm. De maneira a cintar o betão foram ainda utilizados, horizontalmente na forma de cintas, quatro varões $\phi 6$ da classe A500, com um espaçamento de 120,0 mm.

Uma vez que a colocação de armadura nos provetes pode influenciar o comportamento da ligação, foram realizados quatro ensaios estáticos em provetes com armadura. No Quadro 4.3 é apresentado um resumo dos resultados obtidos.

Da comparação dos valores obtidos na série CP90 sem armadura, com os valores apresentados para o mesmo tipo de provete, mas com armadura, conclui-se que o facto de se utilizar armadura leva a um aumento da capacidade de carga última, $F_{m\acute{a}x}$, e, adicionalmente, verificou-se um decréscimo para os valores da rigidez. Importa no entanto ter em atenção que a amostra ensaiada de provetes CP90 com armadura foi reduzida.

Por este motivo, no primeiro provete submetido a ensaio de fadiga, CP90_31, adotou-se o valor de 130,0 kN para a força máxima prevista, F_{est} , o que levou a que a carga aplicada durante os ciclos tivesse uma amplitude de 26,0 kN, correspondendo a um patamar inferior de 13,0 kN (10% F_{est}) e a um patamar superior de 39,0 kN (30,0% F_{est}).

Quadro 4.3 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de provetes CP90 com armadura (valores por ligação/ por plano de corte).

Nº Proвете	F_{est}^* [kN]	$F_{m\acute{a}x}^*$ [kN]	Plano 1	Plano 2
			Ks [kN/mm]	Ks [kN/mm]
CP90_25	130,0	152,0	24,4	19,4
CP90_28	130,0	159,4	35,5	39,4
CP90_29	130,0	133,1	20,8	13,3
CP90_30	130,0	151,3	31,8	44,2
Média	-	149,0	28,1	29,1

* - Os valores de F_{est} e $F_{m\acute{a}x}$ referem-se ao total do provete.

Para o segundo ensaio de fadiga, no provete CP90_33, adotou-se o valor de 150 kN para a força máxima estimada, F_{est} , levando a um patamar de carga mínima de 15,0 kN (10% F_{est}) e máxima de 45,0 kN (30% F_{est}). Desta forma a amplitude do carregamento cíclico foi de 30,0 kN.

Quadro 4.4 - Evolução da rigidez no decorrer dos ciclos de carga, para os provetes CP90_31 e CP90_33 (valores por plano de corte).

Provete	Descrição	Ks [kN/mm]	
		Plano 1	Plano 2
CP90_31	1º ensaio rigidez.	27,3	25,8
	Ensaio de rigidez após 10 mil ciclos.	49,9	47,5
	Ensaio de rigidez após 30 mil ciclos.	52,6	50,9
	Ensaio de rigidez após 65 mil ciclos.	51,8	54,2
	Ensaio de rigidez e rotura após 100 mil ciclos.	51,0	52,5
CP90_33	1º ensaio rigidez.	27,6	22,6
	Ensaio de rigidez após 10 mil ciclos.	41,2	37,6
	Ensaio de rigidez após 30 mil ciclos.	46,7	42,9
	Ensaio de rigidez após 65 mil ciclos.	48,2	45,3
	Ensaio de rigidez e rotura após 100 mil ciclos.	47,9	44,4

Os resultados obtidos para a evolução da rigidez da ligação, dos dois provetes, são apresentados no Quadro 4.4, por plano de corte. Adicionalmente, nas Figura 4.12 e Figura 4.13 são apresentadas as curvas carga vs escorregamento obtidas nos vários ensaios efetuados, para determinar a rigidez, nos provetes submetidos a ensaios de fadiga.

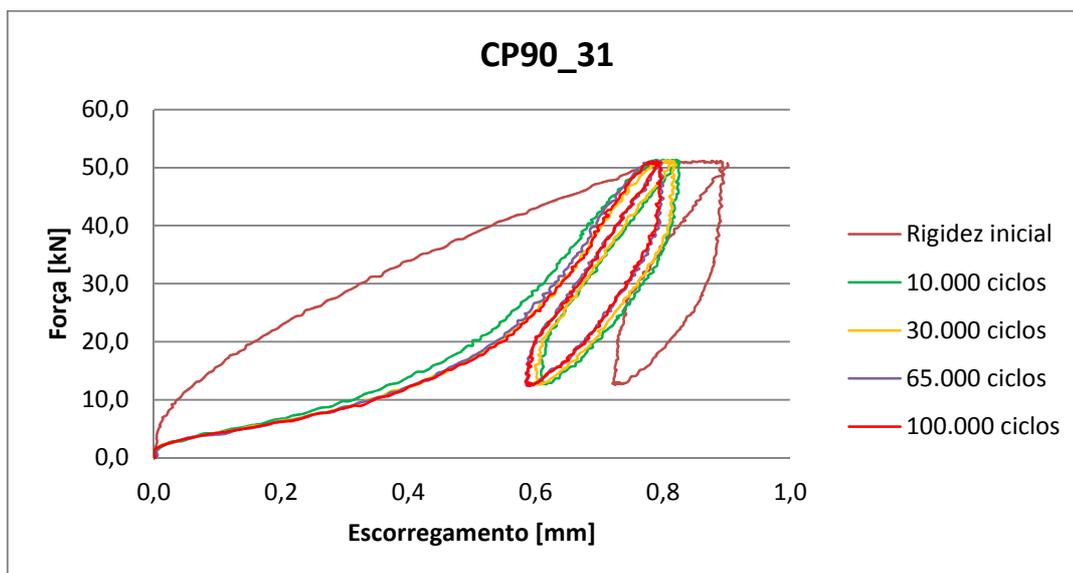


Figura 4.12 - Curvas carga vs escorregamento para os ensaios de rigidez no provete CP90_31.

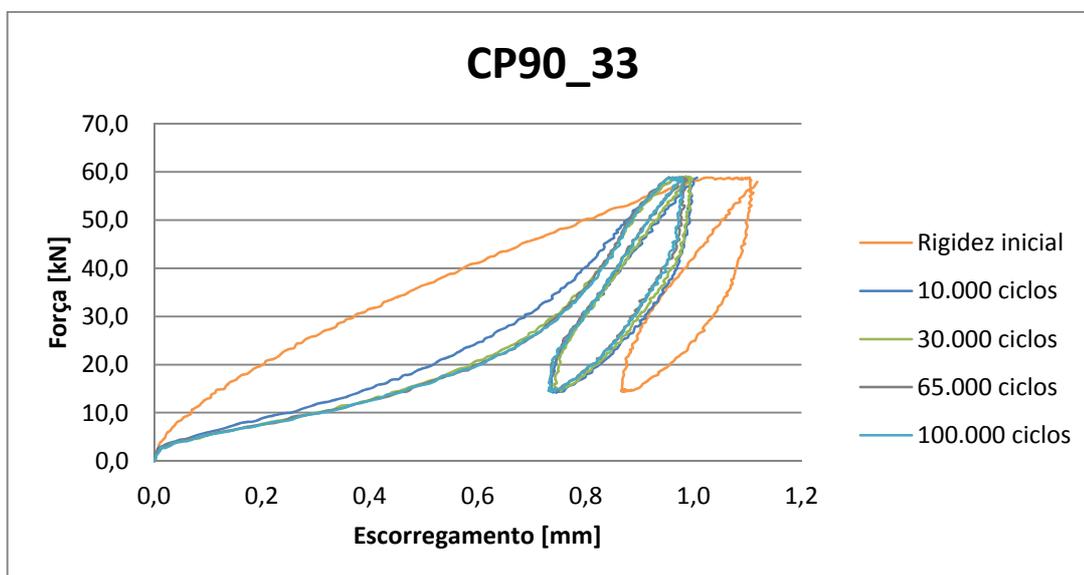


Figura 4.13 - Curvas carga vs escorregamento para os ensaios de rigidez no provete CP90_33.

Em ambos os provetes ensaiados, após os 100.000 ciclos não se verificaram quaisquer sinais de rotura, portanto foram realizados ensaios estáticos até à rotura. O provete CP90_31 registou uma capacidade de carga última, $F_{máx}$, de 166,2 kN, valor para o qual se atingiram os 15,0 mm de escorregamento entre os materiais definidos pela norma EN 26891 (CEN, 1991).

Para o provete CP90_33 o valor da capacidade de carga, $F_{m\acute{a}x}$, foi de 178,3 kN que, da mesma que o anterior, foi a carga registada quando se atingiu o escorregamento definido pela norma.

No entanto, apesar de se ter atingido os 15,0 mm de escorregamento entre a madeira e o betão, o ensaio não foi parado e continuou até que houvesse uma rotura, ou a taxa de aumento de carga fosse baixa. O que se verificou, para ambas os provetes, foi que não houve nenhum fenómeno de rotura evidenciada e sim um aumento do escorregamento devido à flexão dos ligadores e esmagamento da madeira. Nestas circunstâncias, o escorregamento entre os materiais chegou a valores próximos dos 40,0 mm, não havendo um registo exato uma vez que o equipamento de medição apenas tinha capacidade para 25,0 mm, e as cargas últimas no final do ensaio foram de 188,2 kN e 202,4 kN, respetivamente para o provete CP90_31 e CP90_33.

4.2. Análise de resultados

Relativamente à primeira configuração estudada, CP90, foram obtidos os valores médios para a rigidez, K_s , e para a capacidade de carga última, $F_{m\acute{a}x}$, de 35,9 kN/mm e 64,9 kN, respetivamente. Note-se que estes valores referem-se apenas ao conjunto de dois ligadores, que formam uma ligação. Os provetes com esta configuração mostraram ter um comportamento bastante dúctil, apresentando um valor médio para o deslocamento quando se atingiu a carga máxima, $\delta_{m\acute{a}x}$, de 15,3 mm, o que significa que a ligação demonstrou uma grande capacidade de deformação durante o ensaio.

Para a segunda configuração, CI45, eram expectáveis valores mais elevados, tanto para a rigidez como para a capacidade de carga, uma vez que, à partida se trata de uma ligação mais rígida e mais resistente, devido não só à configuração da ligação mas também ao modo de funcionamento da mesma. Os valores obtidos para estas grandezas foram de 233,9 kN/mm e 135,2 kN por ligação, respetivamente. Ao contrário do que sucedeu na configuração anterior, os provetes CI45 apresentaram um comportamento bastante frágil, registando-se um deslocamento médio, por plano de corte, quando se atingiu a carga máxima, $\delta_{m\acute{a}x}$, de 1,2 mm, o que significa que se trata de uma ligação bastante rígida e que apresenta uma capacidade de deformação baixa.

Através dos ensaios de fadiga realizados nos dois provetes com esta configuração (CP90), foi possível observar a evolução da rigidez da ligação até aos 100.000 ciclos, com ensaios estáticos realizados antes do início dos ciclos, após 10.000 ciclos, 30.000 ciclos, 65.000 ciclos e, por fim, no final dos 100.000 ciclos. De acordo com os valores registados é possível observar que houve um aumento da rigidez até aos 65.000 ciclos, tendo este aumento sido mais significativo nos 10.000 ciclos iniciais. Após os 65.000 ciclos e até aos 100.000 ciclos,

houve uma ligeira queda no valor da rigidez da ligação, não sendo, no entanto, muito significativa. O aumento do valor da rigidez que se verifica, e o facto de este incremento ser bastante maior nos 10.000 ciclos iniciais, indicia que podem ocorrer pequenos ajustes entre os ligadores de aço e a peça de madeira.

Numa comparação direta entre os resultados dos ensaios estáticos das duas séries de provetes realizadas, pode observar-se que a série CI45 tem valores de rigidez e de capacidade de carga última mais elevados, comparativamente à serie CP90. Enquanto para a rigidez média, K_s , por ligação, consegue-se um aumento de 6,5 vezes, para a capacidade de carga, $F_{máx}$, este aumento não é tão significativo, sendo apenas de, aproximadamente, 2 vezes. No entanto, e apesar de ser uma ligação mais resistente e com maior rigidez, a ligação inclinada não é compatível com grandes deformações uma vez que a rotura da mesma acontece para baixos valores de escorregamento relativo entre os materiais.

Foi também determinado o coeficiente de variação para os parâmetros calculados, que é um parâmetro que indica o desvio dos resultados obtidos, em relação ao valor médio. Para a ligação CP90 obteve-se um valor de 9,2% para o coeficiente de variação da capacidade de carga máxima, o que significa que os valores obtidos para a carga máxima não são muito diferentes do valor médio. Já em relação à ligação CI45, o coeficiente de variação obtido foi de 7,8% que é um pouco mais baixo que o valor anterior, ou seja, os valores obtidos para a capacidade de carga estão mais próximos do valor médio.

Relativamente à rigidez da ligação, o coeficiente de variação, apresenta valores de 31,5% e 26,0% para a configuração CP90 e para a configuração CI45, respetivamente. Estes valores indicam que existe uma variação dos resultados obtidos um pouco elevada em relação à média, sendo esta variação ligeiramente inferior para a ligação com a configuração CI45.

A partir dos resultados obtidos aconselha-se a utilização da configuração adotada na primeira série, apesar de apresentar valores mais baixos para as propriedades mecânicas, uma vez que apresenta um bom comportamento dúctil, recomendado por vários autores, e uma execução relativamente rápida, fácil e económica. Pelo contrário, a ligação da segunda série é de mais difícil execução, não sendo tão rápida nem tão económica. Além destas desvantagens, apresenta ainda um comportamento na rotura altamente frágil, o que deve ser evitado. As grandes vantagens desta ligação são as boas propriedades mecânicas apresentadas, designadamente a sua rigidez e também a capacidade de carga.

Adicionalmente, os diferentes valores obtidos para a rigidez das ligações, podem levar a ganhos no dimensionamento do tabuleiro. Os menores valores de rigidez obtidos para a

configuração CP90 podem ser suficientes para determinados vãos, com uma execução relativamente rápida e económica. No entanto, para vãos maiores, onde o dimensionamento seja condicionado pelas deformações, a configuração CI45 poderá ser mais adequada devido à sua rigidez mais elevada, o que leva a uma redução das deformações, devidas à deformação da ligação e consequente escorregamento.

No entanto, para a utilização da configuração CI45 terão que ser realizados mais ensaios e tentar que a rotura deste tipo de ligação não seja frágil. Para isso poderá diminuir-se o diâmetro do ligador, para que a ligação se deforme mais antes da rotura.

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1. Conclusões

Após a realização deste trabalho podem expor-se alguns comentários e conclusões em relação à execução dos trabalhos, realização dos ensaios e resultados obtidos.

Dos vários tipos de ligações encontrados na bibliografia, optou-se pelo uso de duas soluções bastante usadas, passíveis de ser usadas para a aplicação em causa e com comportamentos diferentes.

A primeira solução, CP90, é de relativamente simples e de rápida execução, revelando-se também uma solução económica. Estes fatores contribuem para se poder executar, na prática, este tipo de ligação sem problemas de maior. Era esperado que este tipo de ligação com a configuração CP90 fosse uma ligação com propriedades mecânicas mais baixas, nomeadamente rigidez e capacidade de carga, o que se veio a verificar na prática. A segunda configuração, CI45, foi escolhida principalmente por se prever que fosse uma alternativa com melhores propriedades mecânicas, quer em termos de rigidez bem como de capacidade de carga, o que também se observou após a realização dos ensaios.

No que diz respeito à execução dos trabalhos práticos verificaram-se algumas situações que devem ser tidas em consideração na execução de futuros trabalhos, nomeadamente na cravação dos ligadores nas peças de madeira, onde houve algumas situações em que, devido à profundidade de pré-furação ser igual à de cravação, abriram-se fendas na peça de madeira, levando a que esta tivesse de ser substituída. Já na colagem dos ligadores da configuração inclinada observou-se que, devido às fendas próprias das peças de madeira e à relativa fluidez da resina usada, houve fuga da resina pelas fendas, mesmo tendo sido prevista essa situação e tendo sido tapadas as mais notórias nos elementos de madeira. Este trabalho prévio à pré-furação é um inconveniente que deve ser tido em conta na adoção deste tipo de ligador.

Relativamente aos resultados obtidos concluiu-se que a ligação da primeira série de provetes (CP90) apresenta um comportamento bastante dúctil, com grande capacidade de deformação, apesar dos valores para a rigidez de 35,9 kN/mm e capacidade de carga de 64,9 kN serem mais baixos que os da segunda série. Os provetes desta segunda série (CI45) demonstraram ter um comportamento bastante frágil, com deslocamentos bastante baixos na rotura, mas

apresentaram valores para a rigidez e para a resistência de 233,9 kN/mm e 135,2 kN, respetivamente, que são valores bastante elevados comparativamente com a série de provetes anterior (CP90).

Após a realização dos ensaios de fadiga em dois provetes com a configuração CP90 não foi possível chegar a nenhuma conclusão exata acerca da influência dos ciclos na rigidez da ligação. Observou-se um aumento da mesma até aos 65.000 ciclos, no entanto, após os 100.000 ciclos verificou-se um ligeiro decréscimo. Em relação à capacidade de carga, nos ensaios estáticos de rotura no final dos ciclos, os valores obtidos foram de 168,2 kN e 178,8 kN, respetivamente para cada um dos provetes, sendo estes valores superiores aos obtidos nos provetes apenas submetidos a ensaios estáticos.

5.2. Trabalhos futuros

Após a realização desta campanha de ensaios experimentais para estudo das propriedades mecânicas através de ensaios estáticos de corte em provetes mistos, seria importante dar continuidade ao estudo destas ligações de forma a obter resultados que nos permitam aferir as propriedades mecânicas com mais confiança. Designadamente no estudo do comportamento da ligação quando submetida a carregamentos cíclicos, deve aumentar-se o número de ciclos, uma vez que com os 100.000 ciclos aplicados não foi possível retirar grandes conclusões e seria importante perceber qual a influência nas propriedades da ligação.

Ainda no que diz respeito à configuração das ligações e seus resultados, deveria continuar-se o estudo da ligação com os varões inclinados, mas com a colocação de armadura no betão. Por outro lado, poderia ser interessante estudar a mesma configuração, mas com um diâmetro menor para os ligadores de forma a melhorar-se o comportamento dúctil da ligação, mas mantendo propriedades mecânicas superiores às obtidas para a ligação com os ligadores perpendiculares.

Além deste conjunto de ensaios de corte estáticos e cíclicos em provetes, não deixaria de ser importante o estudo da resistência e rigidez de elementos isolados, isto é, avaliar qual a capacidade de carga de vigas isoladas com o elemento de madeira e a camada de betão.

Por fim, seria bastante interessante a construção de protótipos de tabuleiros com o objetivo de se realizarem ensaios tanto laboratoriais como *in-situ*, para estudar o seu comportamento global sob a ação de cargas reais.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aldi, P. e Kuhlmann, U. (2010). "Fatigue strength of timber-concrete composite bridges: determination of a S-N line for the grooved connection and the "X-connector".". Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, Trento, Itália.

BDA@ (2014). <http://www.childs-ceng.demon.co.uk/tutorial/ex1m1.html>. "Bridge Design & Assessment." Load Models 1 & 3 Example. 2014.

Calil, J. (2006). "Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira". São Carlos.

Calil, J., Pigozzo, J. C. e Lahr, F. A. R. (2004). "The first composed log-concrete deck bridge in Brazil". World Conference on Timber Engineering, Helsinki, Finland.

Carvalho, E. P. e Carrasco, E. V. M. (2010). "Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints". Construction and Building Materials, pp. 1313 - 1322.

Ceccotti, A. (1995). "Timber-concrete composite structures". STEP 2. University of Florence. E13/01 - E13/12.

Ceccotti, A. (2002). "Composite concrete-timber structures." Progress in Structural Engineering and Materials, pp. 264 - 275.

CEN (1991). "EN 26891 - Timber Structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics". Comité Européen de Normalization, Brussels.

CEN (2002). "prEN 1991-2: Eurocode 1 - Actions on structures". Part 2: Traffic loads on bridges. Comité Européen de Normalization, Brussels.

CEN (2004a). "EN 1995-1-1: Eurocode 5 - Design of Timber Structures". Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalization, Brussels.

CEN (2004b). "EN 1995-2: Eurocode 5 - Design of Timber Structures". Part 2: Bridges. Comité Européen de Normalization, Brussels.

CEN (2013). "CEN/TC 250 - Response to Mandate M/515: Towards a second generation of EN Eurocodes". CEN M/515, Brussels.

Dias, A. M. P. G. (2005). "Mechanical behaviour of timber-concrete joints". PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft.

Dias, A. M. P. G. (2012). "Analysis of the Nonlinear Behavior of Timber-Concrete Connections." *Journal of Structural Engineering-Asce*, **138**,(9), 1128-1137.

Dias, A. M. P. G. e Jorge, L. F. C. (2011). "The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams". *Engineering Structures*, pp. 3030 - 3042.

Dias, A. M. P. G., Lopes, S. M. R., Kuilen, J. W. v. d. e Cruz, H. M. P. (2007). "Load-Carrying Capacity of Timber-Concrete Joints with Dowel-Type Fasteners." *Journal of Structural Engineering*, pp. 720 - 727.

Dias, A. M. P. G., Monteiro, S. R. S. e Martins, C. E. J. (2013). "Reinforcement of timber floors - transversal load distribution on timber-concrete systems". *Advanced Materials Research*, Vol. 778, 657 - 664.

Frangi, A., Erchinger, C. e Fontana, M. (2008). "Charring model for timber frame floor assemblies with void cavities." *Fire Safety Journal*, **Vol. 43**, 551 - 564.

Godinho, L., Dias, A., Marins, C. e Almeida, P. (2013). "Desempenho acústico de lajes mistas madeira-betão - Estudo Experimental". 44º Congresso Nacional de Acústica - TECNIACÚSTICA, Valladolid, Espanha.

IPQ (2010). "NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão". Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

Lee, A. G. (1999). "Bridge option for forest roads: A composite timber beam and concrete deck bridge". *Tasforests*, Vol. 11, pps. 69 - 76.

LNEC (1997). "Ficha M2 - Pinho Bravo para construção". Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Portugal.

Mäkipuro, R., Tommola, J., Salokangas, L. e Jutila, A. (1996). "Wood-Concrete Composite Bridges". Nordic Timber Bridge Project, Nordic Timber Council, Stockholm, Sweden.

Miotto, J. L. e Dias, A. A. (2008). "Glulam-concrete composite structures: experimental investigation into the connection system". World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan.

Molina, J. C. (2008). "Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes". Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo,

Monteiro, S. R. S. (2008). "Avaliação Experimental e Numérica do Comportamento Mecânico de Ligações Madeira-Betão Entalhadas". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra,

Natterer, J. K. (2002). "New technologies for engineered timber structures". Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 4, Issue 3, 245 - 263.

Pigozzo, J. C. (2004). "Estudos e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em placas mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes". Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo,

Pigozzo, J. C. (2006). "Determinação do módulo de deslizamento e resistência limite de conectores de cisalhamento para estruturas mistas de madeira e concreto". X Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira - EBRAMEM, São Pedro.

Rautenstrauch, K., Mueller, J. e Simon, A. (2010). "The first timber-concrete composite road bridge in Germany". World Conference on Timber Engineering, Italy.

Rodrigues, J., Providência, P. e Dias, A. (2010). "Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal". International Conference on Timber Bridges (ICTB 2010), Norway.

Rodrigues, J. N., Dias, A. M. P. G. e Providência, P. (2013). "Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review." BioResources, 6630 - 6649.

RTA (2008). "Timber Bridge Manual". Timber concrete composite bridges. RTA - Roads and Traffic Authority of NSW.

Segundinho, P. G. A. (2005). "Análise teórico-experimental de um tabuleiro misto madeira-concreto composto por vigas circulares". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho",

Sika (2011). "Icosit K 101 N - Ligante epoxi estrutural de dois componentes".

Tommola, J., Salokangas, L. e Jutila, A. (1999). "Tests on shear connectors". Nordic Timber Bridge Project, Nordic Timber Council, Stockholm, Sweden.

Van der Linden, M. L. R. (1999). "Timber-concrete composite floor systems". PhD Thesis, Delft University of Technology,

Yeoh, D., Fragiaco, M., Francesch, M. D. e Boon, K. H. (2011). "State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review." Journal of Structural Engineering, pp. 1085 - 1095.