

JOSÉ LUIZ MIOTTO

Estruturas mistas de madeira-concreto: avaliação das vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas
Orientador: Prof. Dr. Antonio Alves Dias

São Carlos
2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

M669e Miotto, José Luiz
Estruturas mistas de madeira-concreto : avaliação das vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro / José Luiz Miotto ; orientador Antonio Alves Dias. -- São Carlos, 2009.

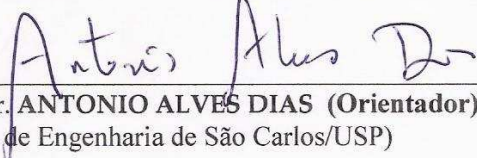
Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

1. Estruturas mistas MLC-concreto. 2. Reforço com fibras de vidro. 3. Investigações experimentais e numéricas. 4. Modelo de dimensionamento. I. I. Título.

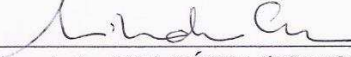
FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro JOSÉ LUIZ MIOTTO

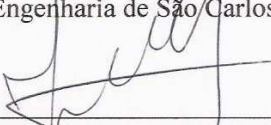
Tese defendida e julgada em 17/04/2009 perante a Comissão Julgadora:



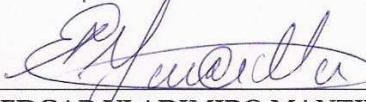
Prof. Dr. **ANTONIO ALVES DIAS (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



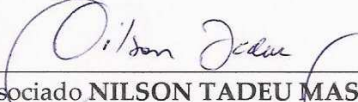
Prof.ª. Associada **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESC E L DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



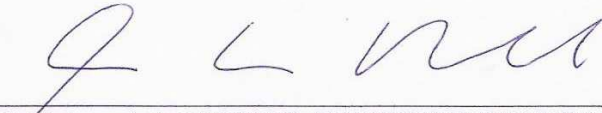
Prof. Dr. **JORGE MUNAIAR NETO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



Prof. Dr. **EDGAR VLADIMIRO MANTILLA CARRASCO**
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG) APROVADO



Prof. Associado **NILSON TADEU MASCIA**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP) APROVADO



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Dedico este trabalho à minha mãe, Helena,
e ao meu pai, Octávio (*in memoriam*).
Vocês são, e sempre serão, a razão do meu viver.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que generosamente me concedeu saúde, disposição, persistência, resignação e todos os dons indispensáveis para a realização deste trabalho. Obrigado, Pai, pelos anjos que sempre colocaste em meu caminho para cuidar de mim.

Ao Professor Dr. Antonio Alves Dias, em especial, pela preciosa orientação e amizade. Os teus conhecimentos e a tua experiência foram, para mim, muito mais do que inspiração. Obrigado pela sua extraordinária dedicação.

Ao Professor Dr. Carlito Calil Jr., pela amizade e incessante estímulo à pesquisa. Tu és capaz de ver as profundezas, enquanto nós ainda estamos fitando a superfície.

Ao Professor Dr. Francisco Antonio Rocco Lahr, pela amizade, apoio e, principalmente, por seus exemplos de dignidade e respeito.

Aos meu pais, por me concederem a vida. Aprendi os conceitos de brio, honestidade, coragem e respeito a partir de seus exemplos. Minha história só se justifica por vocês.

Aos meus familiares – em especial à minhas irmãs Edna e Eliane, às minhas sobrinhas Mirian, Meire e Heloisa e à minha prima Ednéia, que sempre me incentivaram e me deram ânimo para prosseguir.

Aos amigos – Jorge Luís Nunes de Góes, Maximiliano dos Anjos Azambuja, Fabiana Goia Rosa de Oliveira, Marcelo Rodrigo Carreira, Alexandre Miná, Juliano Fiorelli, Andrés Batista Cheung, Júlio César Molina, Pedro Gutemberg e Edna Moura – pelo apoio, companheirismo e, sobretudo pelo carinho que vocês me dedicaram enquanto compartilhamos o dia-a-dia em São Carlos.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Estruturas da EESC/USP e do LaMEM, que direta ou indiretamente contribuíram para que este trabalho fosse realizado.

À Universidade Estadual de Maringá – UEM, por disponibilizar equipamentos e infraestrutura para as simulações numéricas. Obrigado, também, aos docentes e amigos da UEM, pelo incentivo e cooperação, especialmente na fase final deste trabalho.

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela concessão da bolsa de estudos e suporte financeiro para o desenvolvimento desta pesquisa.

À empresa Hexion Química, pelo fornecimento de adesivos utilizados na confecção das vigas de madeira laminada colada.

À empresa Matra Indústria Comércio Ltda., por disponibilizar o equipamento para prensagem das vigas de madeira laminada colada, bem como seu transporte.

Aos engenheiros Henrique Partel e Ricardo Montanha de Oliveira, pelo apoio e colaboração na fase de produção das vigas de madeira laminada colada.

O barro ao barro, o pó ao pó, a terra à terra, nada começa que não tenha de acabar, tudo o que começa nasce do que acabou.

José Saramago

RESUMO

MIOTTO, J. L. **Estruturas mistas de madeira-concreto: avaliação das vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro.** 2009. 325 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

No cenário da produção de edificações sustentáveis, a madeira laminada colada (MLC) ocupa lugar de destaque, sobretudo pela possibilidade de emprego de madeiras provenientes de florestas plantadas. Com o propósito de amenizar os problemas de durabilidade, quando exposta às intempéries, uma solução pressupõe a associação das vigas de MLC com um tabuleiro de concreto armado, sendo as partes ligadas por meio de conexões flexíveis. Essa técnica tem sido aplicada com sucesso, especialmente por conta do expressivo acréscimo de rigidez proporcionado pela composição. No entanto, em situações de elevados carregamentos ou de grandes vãos, a aplicação de reforços com fibras sintéticas, na face tracionada das vigas de MLC, aprimora ainda mais essa técnica, refletindo-se em significativos acréscimos nas forças de ruptura. Neste trabalho avaliou-se, de forma experimental e numérica, o comportamento estrutural de vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro. Numa primeira etapa foram estudados os elementos de ligação, optando-se pelos ganchos de aço com diâmetro de 8 mm pelo seu excepcional desempenho. Em seguida foram confeccionadas as vigas mistas, com e sem reforços com fibras de vidro, registrando-se acréscimo médio de 37% no módulo de ruptura (MOR) das vigas mistas em relação às vigas de MLC, ambas reforçadas com fibras. O emprego do reforço com fibras sintéticas se justifica pela diminuição na dispersão dos resultados. Por fim, um algoritmo foi proposto para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro, o qual, associado às avaliações numéricas e experimentais, permite ampliar os horizontes de aplicação das estruturas de madeira.

Palavras-chave: estruturas mistas de MLC-concreto; reforço com fibras de vidro; investigações experimentais e numéricas; modelo de dimensionamento.

ABSTRACT

MIOTTO, J. L. **Timber-concrete composite structures: evaluation of GFRP reinforced glulam beams.** 2009. 325 f. Thesis (Doctoral) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Production of sustainable constructions forms a scenario where glulam beams occupy a prominence place, because of the possibility of utilization of wood that comes from planted forests. With the intention of diminution in the durability problems, when exposed to the weather effects, a solution presupposes the association of glulam beams with a reinforced concrete slab, in which the components are linked by means of flexible connections. This technique has been applied with results, especially due to the expressive increment in stiffness provided by the composition. However, in situations where high loads or great spans are found, the application of synthetic fibers reinforcements in the tension side of glulam beams improve this technique, being reflected in significant increments in the rupture forces. In this study it was evaluated, in experimental and numerical way, the structural behavior of glulam-concrete composite beams reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP). In a first stage the connection elements were studied, being opted for steel hooks with 8 mm in diameter because of their exceptional behavior. Soon after, the composite beams were made – with and without GFRP reinforcements – and their tests showed average increment of 37% in modulus of rupture (MOR), when the composite beams were compared to glulam beams, both reinforced with GFRP. The decrease in the variability of results justifies the use of synthetic fibers reinforcements. Finally, an algorithm was proposed for the design of glulam-concrete composite beams reinforced with GFRP. So, when associated with the experimental and numerical evaluations that were carried out, this method allows enlarging the horizons of timber structures applications.

Keywords: glulam-concrete composite structures; GFRP reinforcement; experimental and numerical investigations; design model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 –	Peça de madeira laminada colada	11
Figura 2.2 –	Emenda dentada	14
Figura 2.3 –	Seção transversal de viga de MLC reforçada com fibras de vidro	22
Figura 2.4 –	Estrutura mista de madeira-concreto	29
Figura 2.5 –	Estrutura mista de madeira-concreto em residência: (a) Vista externa; (b) Vista interna	30
Figura 2.6 –	Detalhe de fixação de laje de concreto em piso de madeira	30
Figura 2.7 –	Edificação em Haibach, Alemanha	32
Figura 2.8 –	Definição do coeficiente de fluência	38
Figura 2.9 –	Ponte em estrutura mista de madeira-concreto: (a) Vista superior; (b) Vista inferior do tabuleiro	40
Figura 2.10 –	Ponte Vihantasalmi, Finlândia	42
Figura 2.11 –	Elevação do corpo-de-prova utilizado em ensaios de cisalhamento	50
Figura 2.12 –	Ligação madeira-concreto sem pinos metálicos	52
Figura 2.13 –	Corpo-de-prova para ensaio dos conectores sob cisalhamento	54
Figura 2.14 –	Parâmetros dos ensaios de fadiga nos conectores	55
Figura 2.15 –	Degradação da rigidez dos conectores em dois corpos-de-prova	56
Figura 2.16 –	Conector tipo <i>perfobond</i>	57
Figura 2.17 –	Formas de aberturas de furos	58
Figura 2.18 –	Conector tipo chapa perfurada com armadura transversal	58
Figura 2.19 –	Conector metálico: (a) Diagrama de corpo-livre na interface madeira- concreto; (b) Conector Hilti	59
Figura 2.20 –	Evolução dos sistemas estruturais para pontes de vigas de madeira	65
Figura 2.21 –	Seção transversal da viga mista	66
Figura 2.22 –	Distribuição das tensões de cisalhamento na seção mista	69
Figura 2.23 –	Seção transversal da viga mista	70
Figura 2.24 –	Viga mista de MLC-concreto reforçada com fibras de vidro: arranjo de ensaio	70
Figura 2.25 –	Diagrama de deformações para a viga 1 na fase de carregamento até a ruptura	71
Figura 2.26 –	Diagrama força-deslizamento para cálculo do módulo de deslizamento	75
Figura 2.27 –	Representação dos módulos de deslizamento	77
Figura 2.28 –	Diagrama tensão-deformação simplificado para a madeira na direção paralela às fibras	78

Figura 2.29 –	Diagrama tensão-deformação para a fibra de vidro	79
Figura 2.30 –	Diagrama tensão-deformação idealizado	81
Figura 2.31 –	Diagrama tensão-deformação para os aços de armaduras passivas	81
Figura 2.32 –	Comportamento do pino de aço embutido no concreto	82
Figura 2.33 –	Comportamento elasto-plástico dos conectores	86
Figura 2.34 –	Parte da seção transversal da viga mista sujeita ao carregamento $q(x)$..	86
Figura 2.35 –	Relação força-deslizamento	90
Figura 2.36 –	Indicação das tensões normais calculadas segundo a DIN 1052 (1988) em seção transversal de viga mista	94
Figura 2.37 –	Representação da seção mista e das tensões normais	98
Figura 2.38 –	Distribuição de deformações e tensões na seção transversal da viga no caso do modo de ruptura por compressão	101
Figura 2.39 –	Configuração da viga mista de madeira-concreto	103
Figura 2.40 –	Curvas de EI_{\max}/EI_{\min} em função da razão h_c/h_w	104
Figura 2.41 –	Relação entre o vão e o fator de composição, γ	105
Figura 2.42 –	Largura efetiva	108
Figura 2.43 –	Relação entre a rigidez à flexão da viga mista (EI_{ef}) e o módulo de deslizamento por unidade de comprimento	111
Figura 3.1 –	Configuração típica dos nós	117
Figura 3.2 –	Incidência de nós nas lâminas	117
Figura 3.3 –	Ensaio por meio de vibração transversal	118
Figura 3.4 –	Ensaio por flexão estática	118
Figura 3.5 –	Emenda dentada	119
Figura 3.6 –	Colagem das emendas dentadas	119
Figura 3.7 –	Preparação do concreto para os corpos-de-prova de cisalhamento	123
Figura 3.8 –	Concretagem dos corpos-de-prova de cisalhamento	123
Figura 3.9 –	Máquina de ensaios Instron	124
Figura 3.10 –	Corpo-de-prova com <i>clip-gages</i> instalados	124
Figura 3.11 –	Relação tensão-deformação típica do concreto utilizado na confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento, em ensaio de compressão	125
Figura 3.12 –	Relação tensão-deformação típica do concreto utilizado na confecção das vigas mistas de MLC-concreto, em ensaio de compressão	126
Figura 3.13 –	Relação tensão-deformação do aço no ensaio de tração axial	127
Figura 3.14 –	Tecido de fibras de vidro	128
Figura 3.15 –	Corpos-de-prova para caracterização das fibras de vidro	128
Figura 3.16 –	Relação tensão-deformação das fibras de vidro em ensaio de tração	129

Figura 3.17 –	Detalhe típico de ruptura dos corpos-de-prova	130
Figura 4.1 –	Corpos-de-prova com ganchos metálicos	134
Figura 4.2 –	Corpos-de-prova com chapas metálicas perfuradas	135
Figura 4.3 –	Armação dos corpos-de-prova	135
Figura 4.4 –	Ensaio de cisalhamento: (a) Arranjo de ensaio; (b) Sistema de aquisição de dados	136
Figura 4.5 –	Ruptura dos corpos-de-prova: (a) Ruptura do CP1; (b) Detalhe da ruptura do CP1	137
Figura 4.6 –	Comportamento dos sistemas de conexão: ensaios preliminares	138
Figura 4.7 –	Configuração após a ruptura: (a) CP2; (b) CP4	139
Figura 4.8 –	Relação força-deslizamento dos corpos-de-prova tipo CP-I	142
Figura 4.9 –	Relação força-deslizamento dos corpos-de-prova tipo CP-II	143
Figura 4.10 –	Relação força-deslizamento dos corpos-de-prova tipo CP-III	144
Figura 4.11 –	Ruptura dos corpos-de-prova: (a) do tipo CP-I (CP6); (b) do tipo CP-III (CP16)	147
Figura 4.12 –	Geometria, vinculação e carregamento dos MODELOS 1, 2, 4 e 5	149
Figura 4.13 –	Geometria, vinculação e carregamento do MODELO 3	150
Figura 4.14 –	Malha do MODELO 1 gerada no TrueGrid	151
Figura 4.15 –	Elemento finito <i>solid65</i>	154
Figura 4.16 –	Elemento finito <i>solid45</i>	155
Figura 4.17 –	Elementos finitos <i>conta174</i> e <i>targe170</i>	155
Figura 4.18 –	Esquema de simetria dos MODELOS 1 a 5	157
Figura 4.18 –	Malha do MODELO 1	158
Figura 4.20 –	Detalhe da extremidade superior da malha do MODELO 1	159
Figura 4.21 –	Malha do MODELO 3	160
Figura 4.22 –	Detalhe da extremidade superior da malha do MODELO 3	160
Figura 4.23 –	Modelo constitutivo adotado para o aço	163
Figura 4.24 –	Modelo constitutivo adotado para a madeira	164
Figura 4.25 –	Vinculações de apoio e condições de simetria dos MODELOS 1 a 5	168
Figura 4.26 –	Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 1	171
Figura 4.27 –	Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 1	171
Figura 4.28 –	Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 2	172
Figura 4.29 –	Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 2	172
Figura 4.30 –	Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 3	173
Figura 4.31 –	Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 3	173
Figura 4.32 –	Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 4	174

Figura 4.33 –	Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 4	174
Figura 4.34 –	Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 5	175
Figura 4.35 –	Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 5	175
Figura 4.36 –	Distribuição de tensões e configuração deformada dos ganchos de aço – MODELO 1	177
Figura 4.37 –	Distribuição de tensões no MODELO 3: (a) na parte de concreto; (b) na chapa perfurada (valores em kN/cm^2)	178
Figura 4.38 –	Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 1, com materiais no regime elástico-linear	181
Figura 4.39 –	Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 1, com materiais no regime não-linear	181
Figura 4.40 –	Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 2, com materiais no regime elástico-linear	182
Figura 4.41 –	Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 3, com materiais no regime elástico-linear	182
Figura 4.42 –	Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 3, com materiais no regime não-linear	183
Figura 5.1 –	Aplicação do adesivo	187
Figura 5.2 –	Prensagem das vigas de MLC	187
Figura 5.3 –	Arranjo do ensaio de flexão nas vigas de MLC	189
Figura 5.4 –	Arranjo do ensaio de flexão e detalhe do relógio comparador sobre o apoio esquerdo	189
Figura 5.5 –	Detalhe do contraventamento na região central da viga	189
Figura 5.6 –	Comportamento das vigas de MLC nos ensaios de flexão – último carregamento	193
Figura 5.7 –	Posicionamento dos eixos na seção transversal das vigas de MLC	194
Figura 5.8 –	Aplicação do adesivo epóxi	196
Figura 5.9 –	Rolo desaerador	196
Figura 5.10 –	Comportamento das vigas de MLC com reforço de fibras de vidro, no segundo ciclo de carregamento do ensaio de flexão	197
Figura 5.11 –	Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal das vigas de MLC com reforço de fibras de vidro	199
Figura 5.12 –	Deformações registradas no ensaio da viga V3	199
Figura 5.13 –	Deformações registradas no ensaio da viga V5	200
Figura 5.14 –	Desempenho à flexão da viga V3, com e sem reforço, considerando o nível de força de 40,7 kN	200
Figura 5.15 –	Desempenho à flexão da viga V5, com e sem reforço, considerando o nível de força de 40,6 kN	201

Figura 5.16 –	Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V3, para três níveis de carregamento	202
Figura 5.17 –	Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V5, para três níveis de carregamento	202
Figura 5.18 –	Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V3, considerando aplicada a força de 112,5 kN (ruptura)	203
Figura 5.19 –	Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V5, considerando aplicada a força de 121,3 kN (ruptura)	204
Figura 5.20 –	Posicionamento dos ganchos de 8 mm na parte simétrica das vigas mistas	206
Figura 5.21 –	Suportes auxiliares na fixação dos ganchos metálicos	206
Figura 5.22 –	Vigas com ganchos metálicos colados	206
Figura 5.23 –	Seção transversal das vigas mistas de MLC-concreto	207
Figura 5.24 –	Fôrmas das vigas mistas	208
Figura 5.25 –	Concretagem das vigas mistas	208
Figura 5.26 –	Armação da mesa de concreto	209
Figura 5.27 –	Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal das vigas mistas sem reforço: (a) viga V1; (b) viga V2	210
Figura 5.28 –	Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal das vigas mistas com reforço: (a) viga V4; (b) viga V6	211
Figura 5.29 –	Relógio comparador na interface MLC-concreto	211
Figura 5.30 –	Relógios comparadores posicionados no eixo do apoio	211
Figura 5.31 –	Comportamento das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço de fibras de vidro, no segundo ciclo de carregamento dos ensaios de flexão	212
Figura 5.32 –	Deformações registradas no ensaio da viga V1	215
Figura 5.33 –	Deformações registradas no ensaio da viga V2	215
Figura 5.34 –	Deformações registradas no ensaio da viga V4	216
Figura 5.35 –	Deformações registradas no ensaio da viga V6	216
Figura 5.36 –	Deslizamento na interface MLC-concreto: (a) Viga V1; (b) Viga V2 ...	217
Figura 5.37 –	Desempenho à flexão das vigas mistas V1 e V2 e das vigas V3 e V5 sem reforço, considerando o nível de força de 40,6 kN	218
Figura 5.38 –	Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V1, para três níveis de carregamento	219
Figura 5.39 –	Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V2, para três níveis de carregamento	219
Figura 5.40 –	Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V1, considerando aplicada a força de 173,6 kN (ruptura)	220

Figura 5.41 –	Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V2, considerando aplicada a força de 89,5 kN (ruptura)	221
Figura 5.42 –	Deslizamento na interface MLC-concreto: (a) Viga V4; (b) Viga V6 ...	222
Figura 5.43 –	Desempenho à flexão das vigas mistas V1, V2, V4 e V6 e das vigas V3 e V5, com e sem reforço, considerando o nível de força de 40,6 kN	223
Figura 5.44 –	Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V4, para três níveis de carregamento	224
Figura 5.45 –	Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V6, para três níveis de carregamento	225
Figura 5.46 –	Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V4, considerando aplicada a força de 157,4 kN (ruptura)	226
Figura 5.47 –	Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V6, considerando aplicada a força de 127,6 kN (ruptura)	226
Figura 5.48 –	Relação entre os momentos fletores aplicados e as deformações nas faces inferiores das vigas mistas V1, V2, V4 e V6 e das vigas V3 e V5	227
Figura 5.49 –	Esquema de ensaio das vigas mistas	229
Figura 5.50 –	Seções transversais das vigas mistas: (a) sem reforço – VM e (b) com reforço – VMR	230
Figura 5.51 –	Caracterização do elemento finito tridimensional	231
Figura 5.52 –	Discretização do modelo VMR	233
Figura 5.53 –	Influência da rigidez das molas de superfície na rigidez do modelo	238
Figura 5.54 –	Configuração deformada da viga mista VMR	239
Figura 5.55 –	Comparativo entre as flechas obtidas numericamente e experimentalmente	240
Figura 5.56 –	Tensões normais na VM (em kN/cm ²)	241
Figura 5.57 –	Tensões de cisalhamento na VM (em kN/cm ²)	241
Figura 5.58 –	Tensões normais na VMR (em kN/cm ²)	242
Figura 5.59 –	Tensões de cisalhamento na VMR (em kN/cm ²)	242
Figura 5.60 –	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, válida para o nível de carregamento de 60,8 kN	245
Figura 5.61 –	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, válida para o nível de carregamento de 95,5 kN	245
Figura 5.62 –	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, com reforço de fibras de vidro, válida para o nível de carregamento de 62,9 kN	246
Figura 5.63 –	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, com reforço de fibras de vidro, válida para o nível de carregamento de 94,3 kN	246

Figura 5.64 –	Flechas na viga V1 considerando-se os diversos efeitos de composição	248
Figura 5.65 –	Flechas na viga V2 considerando-se os diversos efeitos de composição	248
Figura 5.66 –	Flechas na viga V4 considerando-se os diversos efeitos de composição	248
Figura 5.67 –	Flechas na viga V6 considerando-se os diversos efeitos de composição	249
Figura 6.1 –	Ações aplicadas nas vigas mistas	255
Figura 6.2 –	Propriedades da seção transversal das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro	257

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 –	Características dos tecidos de fibras a 20°C	19
Tabela 2.2 –	Força de ruptura e módulo de deslizamento de serviço – valores médios	45
Tabela 2.3 –	Resistência das ligações e módulo de deslizamento	46
Tabela 2.4 –	Influência do espaçamento entre conectores nas vigas mistas de madeira-concreto	47
Tabela 2.5 –	Resistência última dos corpos-de-prova	55
Tabela 2.6 –	Dimensões da viga 1	66
Tabela 2.7 –	Propriedades do tecido de fibras de vidro utilizado na tração	67
Tabela 2.8 –	Valores médios das propriedades mecânicas das fibras de vidro unidirecionais	79
Tabela 3.1 –	Propriedades físicas e mecânicas do <i>Eucalyptus grandis</i>	115
Tabela 3.2 –	Propriedades físicas e mecânicas do <i>Lyptus</i> – valores médios	116
Tabela 3.3 –	Resistência à tração paralela às fibras em lâminas de tamanho estrutural com emendas dentadas	121
Tabela 3.4 –	Resistência à tração paralela às fibras em lâminas de tamanho estrutural sem emendas	121
Tabela 3.5 –	Resistência à tração paralela às fibras em lâminas de tamanho estrutural, com emendas dentadas e prensagem com controle manual ..	122
Tabela 3.6 –	Propriedades do concreto dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores	125
Tabela 3.7 –	Propriedades do concreto das vigas mistas de MLC-concreto	126
Tabela 3.8 –	Propriedades mecânicas das fibras de vidro	129
Tabela 4.1 –	Desempenho dos sistemas de conexão: ensaios preliminares	138
Tabela 4.2 –	Características dos ganchos metálicos	140
Tabela 4.3 –	Resultados dos corpos-de-prova tipo CP-I	142
Tabela 4.4 –	Resultados dos corpos-de-prova tipo CP-II	143
Tabela 4.5 –	Resultados dos corpos-de-prova tipo CP-III	144
Tabela 4.6 –	Resumo dos módulos de deslizamento de serviço dos sistemas de conexão	145
Tabela 4.7 –	Características dos modelos de corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores	148
Tabela 4.8 –	Parâmetros geométricos dos MODELOS 1, 2, 4 e 5	149
Tabela 4.9 –	Elementos finitos utilizados na modelagem dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores	153

Tabela 4.10 –	Características das malhas dos MODELOS 1 a 5	156
Tabela 4.11 –	Coeficientes e parâmetros de resistência do modelo <i>concrete</i>	161
Tabela 4.12 –	Propriedades mecânicas do concreto	162
Tabela 4.13 –	Propriedades mecânicas do aço	163
Tabela 4.14 –	Propriedades elásticas da madeira	165
Tabela 4.15 –	Propriedades plásticas da madeira	166
Tabela 4.16 –	Coeficientes de atrito nas superfícies de contato	167
Tabela 4.17 –	Tempo de processamento dos modelos numéricos	170
Tabela 4.18 –	Força última aplicada no processamento dos modelos numéricos	170
Tabela 4.19 –	Módulos de deslizamento inicial dos MODELOS 1, 2 e 3, obtidos experimentalmente e numericamente	180
Tabela 4.20 –	Módulos de deslizamento inicial dos MODELOS 4 e 5 obtidos numericamente	180
Tabela 5.1 –	Planejamento experimental das vigas de MLC	186
Tabela 5.2 –	Propriedades das vigas de MLC	188
Tabela 5.3 –	Módulos de elasticidade à flexão das vigas de MLC	191
Tabela 5.4 –	Características na ruptura das vigas de MLC	192
Tabela 5.5 –	Propriedades geométricas e elásticas das vigas de MLC	194
Tabela 5.6 –	Propriedades geométricas e elásticas das vigas de MLC com reforço ...	198
Tabela 5.7 –	Rigidez experimental e comportamento na ruptura das vigas de MLC com reforço	198
Tabela 5.8 –	Rigidezes das vigas V3 e V5, com e sem reforço com fibras de vidro ..	201
Tabela 5.9 –	Momento fletor aplicado e momento resistente – vigas V3 e V5	204
Tabela 5.10 –	Propriedades geométricas e elásticas das vigas mistas de MLC-concreto	213
Tabela 5.11 –	Rigidez experimental e comportamento na ruptura das vigas mistas de MLC-concreto	214
Tabela 5.12 –	Comparativo entre as flechas das vigas mistas V1 e V2 e das vigas V3 e V5 sem reforço, no nível de força de 40,6 kN	217
Tabela 5.13 –	Rigidezes das vigas mistas V1 e V2	218
Tabela 5.14 –	Momento fletor aplicado e momento resistente – vigas mistas V1 e V2	221
Tabela 5.15 –	Comparativo entre as flechas médias das vigas confeccionadas, no nível de carregamento de 40,6 kN	223
Tabela 5.16 –	Rigidezes das vigas mistas V4 e V6	224
Tabela 5.17 –	Resumo das rigidezes experimentais das vigas	224
Tabela 5.18 –	Momento fletor aplicado e momento resistente – vigas mistas V4 e V6	227
Tabela 5.19 –	Características dos modelos VM e VMR	233

Tabela 5.20 –	Propriedades elásticas do concreto	235
Tabela 5.21 –	Propriedades elásticas da madeira	236
Tabela 5.22 –	Propriedades elásticas das fibras de vidro	237
Tabela 5.23 –	Comparação entre as flechas obtidas experimentalmente e calculadas pelo SAP2000	244
Tabela 5.24 –	Desempenho das vigas ensaiadas: forças de ruptura	249
Tabela 5.25 –	Desempenho das vigas ensaiadas na ruptura: MORs	250
Tabela 6.1 –	Propriedades geométricas das vigas mistas	258
Tabela 6.2 –	Propriedades físicas e mecânicas dos materiais	258
Tabela 6.3 –	Propriedades das seções homogeneizadas	259
Tabela 6.4 –	Resistências de projeto e flecha limite para as vigas mistas	262
Tabela 6.5 –	Propriedades mecânicas e solicitações de projeto das vigas mistas	264
Tabela 6.6 –	Utilização das resistências de projeto dos materiais	265
Tabela 6.7 –	Relação entre as flechas medidas e calculadas	266
Tabela 6.8 –	Relação entre as forças máximas calculadas e as forças de ruptura	266

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	- <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ANSI/AITC	- <i>American National Standards Institute</i>
ANSYS	- Simulador computacional baseado no Método dos Elementos Finitos, de propriedade da <i>Ansys, Inc.</i>
ASTM	- <i>American Society for Testing and Materials</i>
CCA	- Arseniato de Cobre Cromado
CCB	- Borato de Cobre Cromatado
DIN	- Norma Alemã
EP	- Adesivo epóxi
EUROCODE	- Norma Européia
FRP	- <i>Fiber Reinforced Polymer</i>
GFRP	- <i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
LaMEM	- Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira
LVL	- <i>Laminated Veneer Lumber</i>
MEF	- Método dos Elementos Finitos
MLC	- Madeira Laminada Colada
MOE	- Módulo de elasticidade obtido em ensaio de flexão
MOR	- Módulo de ruptura
MSR	- <i>Machine Stress Rated</i>
MUF	- Adesivo melamina-uréia-formaldeído
NBR	- Norma Brasileira Registrada
PUR	- Resina poliuretana
PRF	- Adesivo fenol-resorcinol-formaldeído
RAM	- <i>Random Access Memory</i>
SAP2000	- Simulador computacional baseado no Método dos Elementos Finitos, de propriedade da <i>Computers and Structures, Inc.</i>
USP	- Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas:

- A Área da seção transversal ou da seção transformada
- A_c Área da seção transversal de concreto
- A_d Área da seção transversal do conector
- A_t Área da seção transversal de madeira
- A_w Área da seção transversal de madeira
- C Coeficiente de cisalhamento
- E_c Módulo de elasticidade do concreto
- E_i Módulo de elasticidade longitudinal do material i
- E_{ci} Módulo de deformação tangente inicial do concreto
- E_{cs} Módulo de elasticidade secante do concreto
- $E_{c,t,d}$ Valor de projeto do módulo de elasticidade do concreto no tempo t
- $E_{c,0,d}$ Valor de projeto do módulo de elasticidade do concreto logo após o carregamento
- $E_{c,0,ef}$ Valor efetivo do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira
- $E_{c,0,m}$ Valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira
- E_{FRP} Módulo de elasticidade longitudinal das fibras de vidro
- E_M Módulo de elasticidade à flexão
- E_t Módulo de elasticidade longitudinal da madeira
- E_T Módulo tangente
- E_w Módulo de elasticidade longitudinal da madeira
- $E_{w,t,d}$ Valor de projeto do módulo de elasticidade da madeira no tempo t
- $E_{w,0}$ Módulo de elasticidade da madeira na direção paralela às fibras
- $E_{w,0,d}$ Valor de projeto do módulo de elasticidade da madeira logo após o carregamento
- E_w Módulo de elasticidade longitudinal médio da MLC
- E_1 Módulo de elasticidade longitudinal do material adotado como referência

EI	Rigidez à flexão
$(EI)_{ef}$	Rigidez efetiva à flexão
$(EI)_{exp}$	Rigidez à flexão experimental
$(EI)_{exp,m}$	Valor médio da rigidez à flexão experimental
$(EI)_t$	Rigidez à flexão sob o efeito de composição total da seção transversal
EI_{max}	Valor máximo da rigidez à flexão
EI_{min}	Valor mínimo da rigidez à flexão
F	Força
F_d	Valor de projeto da força aplicada
F_R	Força de ruptura
F_u	Força última
G	Módulo de elasticidade transversal
G_T	Módulo tangente de corte
G_w	Módulo de cisalhamento médio da MLC
I	Momento de inércia da seção transversal ou da seção transformada
I_c	Momento de inércia da seção transversal de concreto
I_{ef}	Momento de inércia efetivo da seção transversal
I_s	Momento de inércia de uma viga sólida equivalente
I_t	Momento de inércia da seção transversal de madeira
I_{tot}	Momento de inércia total da seção transversal
I_w	Momento de inércia da seção transversal de madeira
K	Módulo de deslizamento
$K_{i,t,d}$	Valor de projeto do módulo de deslizamento da conexão no tempo t
$K_{i,0,d}$	Valor de projeto do módulo de deslizamento da conexão logo após o carregamento
K_{ser}	Módulo de deslizamento para os Estados Limites de Utilização
K_u	Módulo de deslizamento para os Estados Limites Últimos

L	Vão
L_b	Comprimento entre os dois pontos de aplicação das forças, livre dos efeitos do cisalhamento
M_c	Momento fletor na seção transversal de concreto
M_{max}	Valor máximo do momento fletor
M_t	Momento fletor na seção transversal de madeira
M_{tot}	Momento fletor total na seção transversal
M_x	Momento fletor
N_c	Força normal na seção transversal de concreto
N_t	Força normal na seção transversal de madeira
P	Força aplicada
P_u	Resistência dos pinos embutidos no concreto
Q_c	Força cortante na seção transversal de concreto
Q_t	Força cortante na seção transversal de madeira
R_{max}	Resistência dos conectores ao cisalhamento
R_l	Força cortante admissível por conector
$R_{l,d}$	Valor de projeto da força cortante admissível por conector
S_c	Momento estático da seção transversal de concreto
T	Fluxo de cisalhamento para ligações com conectores flexíveis
$T_{adj,i}$	Espaçamento entre as vigas de apoio do sistema misto (à esquerda ou à direita)
T_{lat}	Comprimento da mesa, em balanço, até o eixo da viga de apoio
V	Força cortante na seção transversal

Letras romanas minúsculas:

a_c	Distância entre o centróide da área de concreto e o centróide da seção composta
a_w	Distância entre o centróide da área de madeira e o centróide da seção composta
b	Largura da seção transversal

b_c	Largura da mesa de concreto
b_{ef}	Largura efetiva da mesa de concreto
$b_{ef,e}$	Parte à esquerda da largura efetiva da mesa de concreto
$b_{ef,d}$	Parte à direita da largura efetiva da mesa de concreto
b_w	Largura da alma de madeira
c	Posição da linha neutra da seção composta, medida a partir da fibra inferior da madeira
d	Diâmetro dos conectores
e	Distância de aplicação da força P até a face do concreto ou espessura do reforço de fibras de vidro
e_c	Excentricidade da laje de concreto
e_t	Excentricidade da viga de madeira
f_c	Resistência à compressão do concreto ou resistência à compressão
f_{cb}	Resistência última biaxial à compressão do concreto
f_{cd}	Valor de projeto da resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Valor característico da resistência à compressão do concreto
f_{cm}	Valor médio da resistência à compressão do concreto
f_{ct}	Resistência à tração direta do concreto
$f_{ct,m}$	Valor médio da resistência à tração direta do concreto
$f_{ct,sp}$	Resistência à tração indireta do concreto
$f_{ct,f}$	Resistência à tração na flexão do concreto
$f_{c,0}$	Resistência média da madeira à compressão paralela às fibras
$f_{c,28}$	Resistência à compressão do concreto aos 28 dias
$f_{e,0}$	Resistência média da madeira ao embutimento paralelo às fibras
$f_{FRP,d}$	Valor de projeto da resistência à tração das fibras de vidro
$f_{FRP,k}$	Valor característico da resistência à tração das fibras de vidro
$f_{gt,90}$	Resistência média da madeira à tração normal à lâmina de cola
$f_{gv,0}$	Resistência média da madeira ao cisalhamento na lâmina de cola

$f_{gv,0,d}$	Valor de projeto da resistência da madeira ao cisalhamento na lâmina de cola
$f_{gv,0,k}$	Valor característico da resistência da madeira ao cisalhamento na lâmina de cola
f_M	Resistência média da madeira à flexão
f_t	Resistência à tração
$f_{t,m}$	Resistência à flexão na fibra mais afastada da região tracionada da madeira
$f_{t,0}$	Resistência média da madeira à tração paralela às fibras
$f_{t,0,d}$	Valor de projeto da resistência à tração paralela às fibras da madeira
$f_{t,0,k}$	Valor característico da resistência à tração paralela às fibras da madeira
f_u	Resistência à tração do aço do conector ou resistência última
f_v	Fluxo de cisalhamento
$f_{v,0}$	Resistência média da madeira ao cisalhamento paralelo às fibras
f_y	Limite de escoamento do aço
f_{yd}	Valor de projeto da resistência ao escoamento do aço
f_{yk}	Valor característico da resistência ao escoamento do aço
f_1	Resistência última biaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático
f_2	Resistência última uniaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático
h	Altura da seção transversal
h_b	Altura da lâmina de madeira inferior (bumper)
h_c	Altura da mesa de concreto
h_{FRP}	Espessura do reforço com fibras de vidro
h_t	Altura da alma de madeira
h_w	Altura da alma de madeira
k	Módulo de deslizamento por unidade de comprimento ou rigidez de mola de superfície
k_{def}	Coefficiente de fluência do EUROCODE5
$k_{mod,i}$	Coefficientes de modificação ($i= 1, 2, 3$)
ℓ	Comprimento do conector embutido no concreto ou vão da viga

m	Coeficiente angular da reta
n	Número de conectores por fila
n_i	Razão modular do material i
q	Carregamento uniformemente distribuído
$q_{f,t,m}$	Carregamento distribuído que produz a tensão na fibra mais afastada da madeira
s	Espaçamento entre os conectores ou desvio-padrão
s_{ef}	Espaçamento efetivo entre os conectores
s_{max}	Espaçamento máximo entre os conectores
s_{min}	Espaçamento mínimo entre os conectores
t	Espessura da lâmina de madeira ou espessura do reforço com fibras de vidro
u	Deslizamento na conexão
u_c	Deslocamento do centro de gravidade do concreto na direção de x
$u_{el,max}$	Limite do deslizamento na conexão no regime elástico linear
u_{max}	Limite do deslizamento na conexão no regime plástico
u_t	Deslocamento do centro de gravidade da madeira na direção de x
w	Deslocamento vertical
w_b	Flecha associada à flexão
w_{ef}	Largura efetiva da mesa de concreto
w_{inst}	Flecha gerada imediatamente após o carregamento
w_{laje}	Espaçamento médio entre as vigas de suporte da mesa de concreto
w_{lim}	Flecha limite
w_{max}	Flecha
w_{perm}	Flecha associada com o carregamento de longa duração
w_s	Flecha associada ao cisalhamento
y_c	Fator parcial da mesa de concreto
y_i	Distância da fibra até a linha neutra

y_w Fator parcial da alma de madeira

\bar{y} Posição da linha neutra

Letras gregas minúsculas:

γ Fator de combinação

γ_c Coeficiente de ponderação – concreto

γ_{FRP} Coeficiente de ponderação – fibras de vidro

γ_w Coeficiente de ponderação – madeira

ϵ Deformação específica

ϵ_c Deformação específica de compressão

ϵ_{cy} Deformação específica correspondente ao limite elástico na compressão

ϵ_{cu} Deformação específica limite na compressão

ϵ_s Deformação específica do aço na tração

ϵ_{tu} Deformação específica limite na tração

θ Ângulo formado pela armadura no elemento *solid65*

ρ_k Densidade equivalente dos materiais

ρ_m Densidade média dos materiais

σ_c Tensão de compressão ou tensão de compressão na altura do centróide da área de concreto

σ_{cm} Tensão de compressão/tração na altura do centróide da área de concreto

σ_{c1} Tensão de compressão máxima no concreto

σ_{FRP} Tensão de tração nas fibras de vidro

σ_h^a Estado de tensão hidrostática ambiente

$\sigma_{m,c}$ Complemento para atingir a máxima tensão de compressão no concreto

$\sigma_{m,w}$ Complemento para atingir a máxima tensão de tração na madeira

σ_p	Tensão de plastificação
σ_s	Tensão de tração no aço
$\sigma_{x,i}$	Tensão na direção do eixo x válida para o material i
σ_w	Tensão de tração na altura do centróide da alma de madeira
σ_{wm}	Tensão de tração/compressão na altura do centróide da área de madeira
σ_{w2}	Tensão de tração máxima na madeira
τ	Tensão de cisalhamento
$\tau_{w,max}$	Tensão máxima de cisalhamento
ν	Coefficiente de Poisson
φ	Ângulo formado pela armadura no elemento <i>solid65</i>
φ_c	Coefficiente de fluência do concreto
φ_w	Coefficiente de fluência da madeira
φ_f	Coefficiente de fluência da ligação

Letras gregas maiúsculas:

Δ	Incremento de deslocamentos verticais do eixo neutro da viga, medidos no meio do vão
Δ_{Lb}	Incremento de deslocamentos verticais do eixo neutro da viga, medidos no meio do vão, descontando-se os deslocamentos verticais medidos na posição dos pontos de aplicação das forças
Φ	Diâmetro dos conectores e curvatura da seção transversal na flexão

SUMÁRIO

RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xix
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa	2
1.2 Objetivos	4
1.3 Contribuições esperadas	5
1.4 Organização da tese	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 Madeira laminada colada	9
2.1.1 Definição	10
2.1.2 Fabricação da MLC	13
2.1.3 Adesivos	16
2.2 Estruturas de madeira reforçada com fibras	17
2.2.1 Fibras naturais	17
2.2.2 Fibras sintéticas	17
2.2.3 Madeira reforçada com fibras sintéticas	20
2.2.3.1 Efeito da fadiga	25
2.3 Estruturas mistas de madeira-concreto	26
2.3.1 Estruturas mistas de madeira serrada e concreto	28
2.3.1.1 Comportamento sob carregamento de longa duração	37
2.3.2 Estruturas mistas em tabuleiros de pontes	39
2.3.3 Estudos desenvolvidos no Brasil	42
2.3.4 Sistemas de conexão	49
2.3.4.1 Resinas sintéticas estruturais	60
2.4 Casos especiais de estruturas mistas de madeira-concreto	62
2.4.1 Estruturas mistas de MLC-concreto	62
2.4.2 Estruturas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras	65
2.5 Dimensionamento dos sistemas mistos de madeira-concreto	72

2.5.1	Módulo de deslizamento	74
2.5.2	Influência dos materiais	77
2.5.2.1	Comportamento dos materiais constituintes	77
2.5.2.2	Efeitos localizados	82
2.5.3	Método da Seção Transformada	83
2.5.4	Modelo analítico para vigas mistas baseado em Möhler	85
2.5.5	Vigas compostas considerando-se o escorregamento entre camadas	92
2.5.6	Análise por momento-curvatura	93
2.5.7	CrITÉrio de cálculo segundo a DIN 1052	94
2.5.8	CrITÉrio de cálculo segundo o EUROCODE 5	97
2.5.9	Cálculo das vigas de MLC reforçadas com fibras	100
2.6	Simulações numéricas	102
2.7	Avaliação paramétrica dos sistemas mistos de madeira-concreto	103
2.7.1	Influência da configuração geométrica	103
2.7.2	Largura efetiva	106
2.7.3	Influência do concreto	108
2.7.4	Influência dos conectores	110
2.7.5	Influência da madeira	111
2.8	Conclusões da revisão bibliográfica	112
3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	113
3.1	Madeira	114
3.1.1	Escolha do material	114
3.1.2	Propriedades físicas e mecânicas do <i>Lyptus</i>	116
3.1.3	Classificação visual e mecânica	117
3.1.4	Realização das emendas nas lâminas	119
3.1.5	Avaliação das emendas dentadas	120
3.2	Concreto	123
3.2.1	Concreto utilizado na confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento	123
3.2.2	Concreto utilizado na confecção das vigas mistas	125
3.3	Aço	126
3.4	Fibras de vidro	128
4	ESTUDO DOS SISTEMAS DE CONEXÃO	131
4.1	Avaliações experimentais	132
4.1.1	Ensaio preliminares	132
4.1.1.1	Descrição dos corpos-de-prova e materiais utilizados	132
4.1.1.2	Método de ensaio	136
4.1.1.3	Resultados e discussões	137

4.1.2	Ensaaios de cisalhamento nos conectores	139
4.1.2.1	Descrição dos corpos-de-prova	140
4.1.2.2	Método de ensaio	141
4.1.2.3	Resultados	141
4.1.2.4	Discussões	145
4.2	Simulações numéricas	148
4.2.1	Considerações preliminares	148
4.2.2	Geração das malhas dos MODELOS 1 a 5	150
4.2.3	Simulador numérico ANSYS	152
4.2.3.1	Elemento finito <i>solid65</i>	153
4.2.3.2	Elemento finito <i>solid45</i>	154
4.2.3.3	Elementos finitos <i>conta173</i> e <i>targe170</i>	155
4.2.4	Simulação dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores	156
4.2.4.1	Discretização dos modelos	158
4.2.4.2	Relações constitutivas admitidas para os materiais	161
	A – Concreto	161
	B – Aço	162
	C – Madeira	163
4.2.4.3	Elementos de contato	166
4.2.4.4	Condições de contorno, vinculações e aplicação dos carregamentos	168
4.2.4.5	Resultados da análise numérica	169
	A – MODELO 1	171
	B – MODELO 2	172
	C – MODELO 3	173
	D – MODELO 4	174
	E – MODELO 5	175
4.2.5	Discussão dos resultados da análise numérica	176
4.3	Confrontações entre os resultados experimentais e numéricos	179
5	ESTUDO DAS VIGAS MISTAS DE MLC-CONCRETO	185
5.1	Avaliações experimentais	186
5.1.1	Vigas de MLC	186
5.1.1.1	Confecção	186
5.1.1.2	Método de ensaio e resultados	188
5.1.2	Vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro	195
5.1.2.1	Aplicação do reforço	195
5.1.2.2	Método de ensaio e resultados	196
5.1.3	Vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforços com fibras de vidro ...	204
5.1.3.1	Confecção	204

5.1.3.2 Método de ensaio	209
5.1.3.3 Resultados e discussões	212
5.1.3.4 Análises referentes às vigas V1 e V2	216
5.1.3.5 Análises referentes às vigas V4 e V6	222
5.2 Simulações numéricas	228
5.2.1 Considerações preliminares	228
5.2.2 Simulador numérico SAP2000	230
5.2.3 Simulação das vigas mistas de MLC-concreto	232
5.2.3.1 Discretização dos modelos	232
5.2.3.2 Propriedades admitidas para os materiais	234
A – Concreto	234
B – Madeira	235
C – Fibras de vidro (GFRP)	236
5.2.3.3 Elementos de contato	237
5.2.3.4 Condições de aplicação dos carregamentos	238
5.2.3.5 Resultados da análise numérica	239
A – Viga mista sem reforço de fibras de vidro – VM	240
B – Viga mista com reforço de fibras de vidro – VMR	241
5.2.4 Discussão dos resultados da análise numérica	242
5.3 Confrontações entre os resultados experimentais e numéricos	244
5.4 Discussões complementares	247
6 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS DE MLC-CONCRETO REFORÇADAS COM FIBRAS DE VIDRO	253
6.1 Considerações preliminares	253
6.2 Hipóteses de cálculo	254
6.3 Modelo de dimensionamento	255
6.3.1 Avaliação das dimensões da seção transversal	256
6.3.2 Estabelecimento das propriedades mecânicas dos materiais	258
6.3.3 Homogeneização da viga de MLC reforçada com fibras de vidro	259
6.3.4 Determinação dos valores de projeto das resistências e flecha limite	260
6.3.5 Determinação dos valores de projeto das solicitações	262
6.3.6 Verificações	264
6.4 Recomendações construtivas	268
7 CONCLUSÕES	271
7.1 Recomendações para futuros trabalhos	274
REFERÊNCIAS	276

APÊNDICE A – Caracterização do <i>Lyptus</i>	288
APÊNDICE B – Caracterização dos concretos	296
APÊNDICE C – Classificação estática e dinâmica do <i>Lyptus</i>	306
APÊNDICE D – Parâmetros da MLC	309
APÊNDICE E – Composição das vigas de MLC	312
APÊNDICE F – Mapeamento das emendas nas vigas de MLC	314
APÊNDICE G – Modo de ruptura das vigas	317

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, os produtos estruturais derivados de madeira – tal como a madeira laminada colada (MLC) – têm propiciado novos campos de aplicação para a madeira, uma vez que apresentam padrões compatíveis com as modernas exigências das construções. A redução progressiva dos estoques de madeira e a necessidade de racionalização do seu uso incentivam o desenvolvimento de novas soluções estruturais que, preservando no produto final a beleza do material original, permitam aumentar o seu desempenho e, conseqüentemente, reduzir o seu consumo.

Embora seja um dos mais antigos produtos resultantes da colagem de lâminas, a MLC ainda não é um material plenamente justificável para o emprego nas construções brasileiras, resultado da pequena tradição no seu uso, elevado custo de adesivos e reduzido número de empresas envolvidas em sua fabricação. Em contraposição, suas vantagens em relação à madeira serrada são relevantes, especialmente quanto à possibilidade de se produzir peças praticamente sem limitações dimensionais, com aumentos de resistência e rigidez.

Para se obter uma maior resistência à flexão, desejável em situações de grandes vãos ou de elevadas solicitações, uma das soluções pressupõe a adoção de reforço com fibras na face tracionada das peças, a qual se discute na parte preliminar deste trabalho.

No entanto, o baixo módulo de elasticidade longitudinal da madeira, quando comparado a outros materiais estruturais, faz com que as deformações sejam fatores limitantes no projeto das vigas de MLC. Além do mais, o emprego de fibras sintéticas, como reforço,

não resolve plenamente os problemas de deformabilidade das vigas de MLC, já que os acréscimos conferidos à sua rigidez são modestos.

Assim, para assegurar um melhor desempenho à flexão, além de outras vantagens, propõe-se nesta pesquisa a associação entre o concreto armado e a MLC reforçada com fibras sintéticas, na forma de compósitos conhecidos como *estruturas mistas*. O estudo enfoca, particularmente, as vigas mistas com seção transversal em T, cuja alma é de MLC reforçada com fibras de vidro e a mesa é de concreto armado, nas quais se utilizam conectores metálicos como elementos de ligação entre os materiais.

Em Weaver (2002) descreve-se uma pesquisa, realizada nos Estados Unidos da América, em que foi avaliada a aplicação de vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro associadas com um tabuleiro de concreto armado, a qual serviu de motivação para a realização desta pesquisa. Os resultados obtidos por esse autor apontam para uma promissora aplicabilidade dessa associação de materiais ao projeto de pontes, especialmente por amenizar as limitações dimensionais impostas pela madeira serrada ou pelos roliços. Comprovada a eficiência desta técnica, ampliam-se as possibilidades de uso das estruturas de madeira.

1.1 Justificativa

Em tempos de aquecimento global e sob os prenúncios de seus efeitos catastróficos, constantemente propalados pelos meios de comunicação, há que se buscar proposições que garantam o desenvolvimento sustentável. Por ser um excelente fixador de carbono, além de ser verdadeiramente renovável e reaproveitável, a madeira reúne os requisitos fundamentais para atenuar os impactos ambientais causados pelas construções.

O potencial madeireiro do Brasil é destaque em todo o mundo. As extensas áreas de florestas tropicais, somadas às áreas de reflorestamento, sugerem que esse recurso seja explorado adequadamente. Diante desse contexto, a madeira laminada colada se revela como uma alternativa profícua, pois espécies de baixa densidade e até mesmo as peças de qualidade estrutural inferior podem ser utilizadas na sua produção, reduzindo, assim, a demanda por madeira de elevada qualidade.

Por conseguinte, o conhecimento das propriedades que regem o comportamento da MLC é condição essencial para a sua correta indicação em projetos, bem como para a produção de peças com a qualidade requerida.

Como consequência da liberdade dimensional oferecida pela MLC, especialmente em termos de comprimento, uma opção interessante para os tabuleiros de pontes ou de pisos de edifícios é a utilização de estruturas mistas de madeira-concreto. Nesse caso, as vigas de MLC servem de apoio para a laje de concreto armado que, por sua vez, atua como uma espécie de cobertura para a madeira. Com essa técnica pode-se alcançar, no caso de pontes, uma vida útil muito maior quando comparadas com as pontes de tabuleiro de madeira.

Estruturalmente essa associação também é muito conveniente, oferecendo as vantagens de aumento na rigidez do compósito, redução dos problemas com vibrações, diminuição do peso próprio da estrutura, dentre outras.

Todavia, as grandes solicitações que ocorrem em vigas de pontes, ou mesmo em outros tipos de edificações, sugerem a necessidade de utilização de recursos suplementares, que melhorem a capacidade de resistência das vigas de MLC no sistema misto. Diante disso, a aplicação de reforços com fibras, na região tracionada dessas vigas, é uma possibilidade concreta. Porém, o desenvolvimento pleno dessa tecnologia é limitado pelo desconhecimento, por parte dos projetistas, do comportamento estrutural desse sistema.

Com base nos estudos e informações de desempenho demonstradas pelo compósito, sobretudo em modelos com dimensões estruturais, na forma de vigas de seção transversal em T com mesa de concreto armado e alma de MLC reforçada com fibras de vidro, é possível propor o uso desse sistema estrutural para as construções referidas.

O reforço de vigas de madeira com fibras é uma das linhas de pesquisa em desenvolvimento no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Assim, esse estudo é continuidade dessa linha de pesquisa.

1.2 Objetivos

Constituem-se em objetivos gerais deste trabalho:

- Estudar o sistema de ligação entre a mesa de concreto e a alma de MLC, por meio de avaliações experimentais e numéricas de diferentes tipos de conexão.
- Avaliar experimentalmente e numericamente as vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro, a partir de modelos com dimensões estruturais.
- Propor um método de dimensionamento para as vigas de seção transversal em T com mesa de concreto armado e alma de MLC reforçada com fibras de vidro.

Para tanto, considera-se que foram plenamente atendidos os seguintes objetivos específicos:

- Avaliação experimental de dois tipos de conectores que podem ser usados na ligação entre a mesa e a alma da viga, com a conseqüente determinação dos seus módulos de deslizamento e forças de ruptura.

- Realização de simulações numéricas dos sistemas de conexão, a partir da utilização de programa baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), com a consideração das não-linearidades intrínsecas do sistema misto.
- Modelagem das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem o reforço de fibras de vidro, por meio de programa baseado no MEF, de modo a alcançar resultados compatíveis com os valores experimentais.
- A partir de modelos com dimensões estruturais, proceder a avaliação do comportamento das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro, com a consequente determinação de suas rigidezes efetivas e módulos de ruptura.
- Estabelecimento de um modelo capaz de estimar, com segurança e objetividade, o comportamento estrutural do sistema misto.

1.3 Contribuições esperadas

Inicialmente, após a fundamentação teórica proporcionada pela revisão bibliográfica, buscou-se avaliar a aplicabilidade de madeiras provenientes de florestas plantadas a este projeto. A caracterização completa do *Lyptus* revelou características físicas e mecânicas – desconhecidas, até então, por falta de publicações – que permitiram a sua seleção como material para a produção das vigas de MLC.

Pretendeu-se obter, numa segunda etapa desta pesquisa, os parâmetros de resistência e de rigidez dos sistemas de ligação das estruturas mistas de MLC-concreto, particularmente constituídos por ganchos de aço – com configuração diferenciada e fixados formando-se um ângulo de 45° em relação às fibras da madeira – e chapas de aço perfuradas. Ao mesmo tempo, almejou-se o estabelecimento de configurações para os corpos-de-prova que pudessem

se tornar padrão para esse tipo de ensaio, servindo de modelo para futuras avaliações de outros tipos de conectores.

Numa fase seguinte foram construídos modelos numéricos, baseados no MEF, tanto para os corpos-de-prova mistos de MLC-concreto como para as vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro, que proporcionaram alternativas para a avaliação desses sistemas, bem como a compreensão de seus comportamentos em termos de distribuição de tensões e deformações, sob a ação de carregamentos estáticos.

Finalmente, pretendeu-se atingir a sistematização de um algoritmo para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro, oferecendo segurança e objetividade. Esse modelo decorre de intervenções em especificações normativas, mas, sobretudo, ampara-se nas investigações experimentais de modelos com dimensões estruturais e nos resultados alcançados pelas simulações numéricas.

Espera-se, com a sua conclusão, o estabelecimento de uma referência técnica para a produção e o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro.

1.4 Organização da tese

Para cumprir os seus propósitos, esta tese está organizada da seguinte maneira:

- No Cap. 2 é apresentada a revisão bibliográfica, buscando-se a fundamentação do tema desde a produção da MLC até o estado-da-arte da associação das vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro com mesa de concreto armado. Também se apresentam os modelos de cálculo das estruturas mistas de madeira-concreto, os quais serviram de alicerce para a proposta desta tese.

- No Cap. 3 se expõe a parte inicial do programa experimental, particularmente no que concerne à caracterização dos materiais envolvidos na pesquisa, além das justificativas para a sua escolha.
- No Cap. 4 apresenta-se um estudo dos sistemas de conexão, descrevendo-se, na sua parte preliminar, os sistemas propostos e métodos de ensaios. Numa etapa seguinte, os sistemas de conexão são avaliados por meio de simulações numéricas e, posteriormente, se confrontam os resultados experimentais e numéricos.
- No Cap. 5 se descreve o estudo das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço de fibras de vidro. Inicialmente são apresentados os procedimentos para a confecção dos modelos com dimensões estruturais e seus respectivos métodos de ensaios. Em seguida, esses mesmos modelos são avaliados por meio de simulações numéricas, para serem confrontados os resultados.
- No Cap. 6 se expõe o algoritmo para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto com reforços de fibras de vidro e, para comprovar a eficiência do método, são verificadas as vigas produzidas e ensaiadas.
- Por fim, no Cap. 7 são abordadas as conclusões do trabalho e recomendações para a sua continuidade.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os conceitos indispensáveis à apresentação e desenvolvimento do tema desta pesquisa são abordados neste capítulo. Trata-se, inicialmente, das características e propriedades da MLC, além da possibilidade de seu reforço com fibras. Em seguida, discute-se a solução que contempla a associação da madeira com o concreto, na forma de estruturas mistas, e a abordagem culmina com a proposta de associação de uma mesa de concreto armado com vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro.

O desempenho das estruturas mistas de madeira-concreto depende diretamente da rigidez do sistema de conexão. Desse modo, ao longo deste capítulo são também classificados os sistemas de conexão, expondo-se a sua influência no dimensionamento dessas estruturas.

Por fim, apresentam-se os critérios para o cálculo dos sistemas mistos – compostos pela associação de vigas de madeira serrada ou de MLC com uma mesa de concreto armado – que aparecem em documentos normativos internacionais ou em publicações científicas que tratam de pesquisas correlatas.

2.1 Madeira laminada colada

A construção de um auditório em Basel, Suíça, em 1893, é frequentemente citada como a primeira utilização da MLC. Devido à patente obtida por Otto Karl Frederich Hertzner, em Wiemar, Alemanha, essa técnica de colagem de lâminas ficou conhecida inicialmente

como *Hertzer System*. Naquela época, boa parte das aplicações da MLC ficou limitada às condições de uso protegidas da umidade. Foi somente após a Segunda Guerra Mundial, com o desenvolvimento dos adesivos sintéticos à prova de água, que a MLC ganhou espaço também nas estruturas sujeitas às intempéries, especialmente em pontes e passarelas.

Nos Estados Unidos da América, sua introdução ocorreu em um edifício erguido em 1934, no *Forest Products Laboratory*, em Wisconsin. Pouco tempo depois, com o avanço das pesquisas que provaram a confiabilidade do material, várias indústrias deram início à sua produção e, em 1963, se reuniram para produzir a primeira norma norte-americana que disciplinava o seu processo de fabricação. Durante os anos 90 desenvolveu-se o mercado exportador e grandes quantidades de MLC foram exportadas para outros países, principalmente para o Japão.

Hoje, a escassez das madeiras nativas é uma forte justificativa para o uso da MLC, o que também tem incentivado o desenvolvimento de pesquisas e aplicações de madeiras reflorestadas – principalmente dos gêneros eucalipto e pinus – para esse fim.

2.1.1 Definição

A madeira laminada colada é um produto manufaturado e versátil, utilizada principalmente para a produção de vigas, arcos e pórticos, sendo um dos mais antigos dentre aqueles que empregam a colagem de lâminas. Consiste na colagem de duas ou mais lâminas, de modo que as fibras de todas as lâminas sejam paralelas ao comprimento da peça estrutural obtida, como mostra a Fig. 2.1.

É um material feito a partir da seleção e disposição adequada de lâminas – cuja espessura máxima recomendada não deve exceder a 50 mm – podendo formar peças com as mais variadas formas e dimensões, ajustando-se às exigências do projeto.



Figura 2.1 – Peça de madeira laminada colada

Devido ao fato das lâminas poderem ser emendadas ao longo do comprimento, pode-se dizer que as dimensões das peças de MLC são limitadas apenas pela capacidade dos processos de manufatura e dos sistemas de transporte, representando, assim, uma vantagem extraordinária. Em Moody et al. (1999) afirma-se que praticamente todas as espécies de madeira podem ser utilizadas em sua fabricação, contanto que as propriedades físicas e mecânicas sejam apropriadas e que aceitem adequadamente o processo de colagem.

A MLC tem, ainda, as seguintes vantagens em relação à madeira serrada:

- Possibilidade de obtenção de uma grande variedade de formas e efeitos arquitetônicos, além de permitir a aplicação de contra-flechas.
- Redução de rachaduras e outros defeitos típicos de peças com grandes dimensões, em consequência da secagem inicial das lâminas.
- Disposição adequada das lâminas de melhor qualidade na região de maior solicitação, racionalizando o uso da madeira e conservando os recursos florestais.
- Maior resistência e rigidez, decorrentes da dispersão dos defeitos no volume da peça, tornando-a mais homogênea.

Por outro lado, as vantagens da MLC são amenizadas por certos fatores que não se observam na produção da madeira serrada. A transformação da madeira em lâminas, sua secagem, colagem e acabamentos finais resultam em um produto cujo custo final supera o da madeira serrada. Ademais, sua produção exige equipamentos especiais, adesivos e mão-de-obra especializada, além de requerer um controle cuidadoso de todas as fases do processo produtivo para assegurar a alta qualidade do produto acabado.

Em Falk e Colling (1995) é ressaltado que a colagem das lâminas resulta em vigas de MLC com maior resistência do que as lâminas avaliadas individualmente. Quando coladas em uma viga de MLC, os nós e outras regiões de baixa rigidez das lâminas são reforçados pelas lâminas adjacentes, em pelo menos um lado, fornecendo caminhos alternativos para as tensões fluírem em torno dos defeitos. Quando combinado com o efeito da dispersão, esse fenômeno é denominado de *efeito de laminação*.

Segundo Rouger (1995), o efeito da laminação – que aumenta a resistência da MLC – provavelmente é também o responsável pela menor influência das dimensões da peça no efeito de volume. Esse efeito se traduz como um acréscimo de resistência com a diminuição da altura da peça, no caso da flexão e da tração paralela às fibras, considerando-se uma altura de referência de 600 mm para as peças de MLC, segundo o EUROCODE 5 (2004).

Em Mantilla Carrasco (1989) foram apresentados diversos trabalhos referentes à MLC. O autor estudou, por meio de investigação experimental, a resistência, a elasticidade e a distribuição de tensões em vigas retas de MLC.

2.1.2 Fabricação da MLC

Resumidamente, o processo de fabricação da MLC pode ser apresentado em quatro diferentes etapas, a saber: (a) secagem e classificação das lâminas; (b) execução das emendas; (c) colagem das lâminas; e (d) acabamentos finais.

Na primeira etapa, as lâminas passam por um processo de secagem – que normalmente é feita em estufa – para aliviar as modificações dimensionais do produto acabado, assim como para se beneficiar do acréscimo nas propriedades estruturais da madeira com menor teor de umidade. De acordo com a ANSI/AITC A190.1 (1992), o teor de umidade máximo permitido é de 16%, para a maior parte das aplicações. Em seguida as lâminas passam pela classificação mecânica, geralmente feita pelo processo MSR (*Machine Stress Rated*), e posteriormente pela classificação visual, conforme os requisitos das normas específicas.

Para atender às limitações de comprimento das lâminas e, assim, fabricar peças de MLC com comprimentos além daqueles disponíveis na madeira serrada com dimensões comerciais, as lâminas devem ter suas extremidades unidas, consistindo na segunda etapa do processo produtivo.

Freqüentemente utilizada, a emenda dentada ou *fingerjoint*, mostrada na Fig. 2.2, tem dentes com aproximadamente 28 mm de comprimento. Outras configurações são também aceitáveis, contanto que alcancem as exigências de resistência e durabilidade requeridas. Se apropriadamente produzidas, as emendas dentadas devem ter o potencial de alcançar pelo menos 75% da resistência da madeira sem defeitos. Todavia, é necessário um controle rigoroso de cada estágio do processo de união das lâminas – determinação da qualidade da madeira, execução da junta, aplicação do adesivo, união, aplicação de pressão e cura – para resultar em alto desempenho.

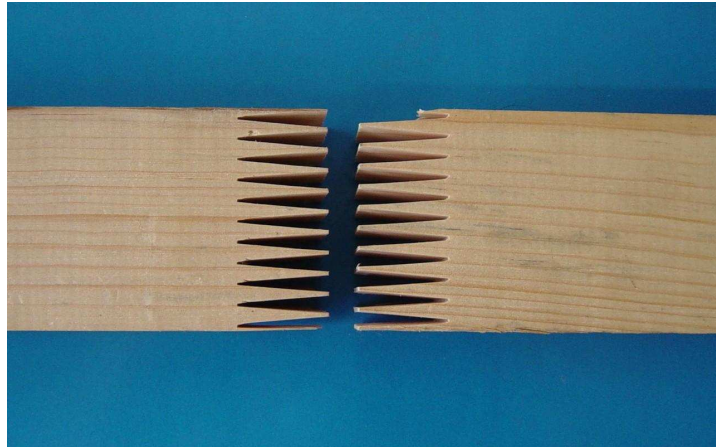


Figura 2.2 – Emenda dentada

Para garantir a qualidade das peças, as emendas de lâminas adjacentes devem ter espaçamento, segundo Szücs et al. (2006), obedecendo à seguinte distribuição:

- Nas lâminas mais externas, ou seja, aquelas que se encontram na quarta parte externa da altura da seção transversal da peça, as emendas de lâminas vizinhas devem ter espaçamento mínimo igual a 20 vezes a espessura da lâmina.
- Na metade central da peça, o espaçamento entre emendas de lâminas vizinhas deve ser de no mínimo 12 vezes a espessura da lâmina.
- Num comprimento de 305 mm, o número de emendas não deve ser superior ao número total de lâminas dividido por quatro.

Hernandez¹ (2002 apud FIORELLI, 2005) recomenda, para emendas efetuadas numa mesma lâmina, um espaçamento superior a 1.800 mm e um espaçamento mínimo de 150 mm em lâminas adjacentes. Por outro lado, a NBR 7190 (1997) estabelece o espaçamento mínimo entre emendas adjacentes igual a $25 \cdot t$ ou a altura da peça, sendo t a espessura da lâmina.

A conveniente disposição das lâminas ao longo da altura das peças, bem como a posterior colagem, constitui a terceira etapa do processo. Porém, para dispô-las

¹ HERNANDEZ, R. Comunicação pessoal. São Carlos, Brasil, 2002. LaMEM, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

adequadamente, as lâminas precisam ter suas propriedades mecânicas anteriormente avaliadas. Além disso, antes da colagem as lâminas deverão ser aplainadas, para se obter superfícies limpas, paralelas e capazes de serem coladas com a pressão aplicada equilibradamente.

Após a aplicação do adesivo, as lâminas são montadas de acordo com o projeto de fabricação, para a posterior prensagem. O método mais usual de aplicação de pressão é por meio de braçadeiras que são acionadas por sistemas mecânicos ou hidráulicos. A peça de MLC fica sob pressão até a ação do adesivo, que vai de 6 a 24 horas. Existem processos de colagem em que a cura se dá por rádio-frequência, capazes de encurtar o tempo de colagem para apenas alguns minutos.

Na última etapa, as peças de MLC têm suas faces aplainadas para remover o excesso de adesivo que escorre durante a prensagem e também para remover qualquer irregularidade entre os lados das lâminas adjacentes. Em seguida, são feitos os cortes finais, são executados os furos necessários para a ligação, são adicionados conectores e aplicados os acabamentos finais, quando especificados em projeto.

Em síntese, os principais requisitos para a produção de MLC são:

- A madeira deve ter densidade entre 0,40 g/cm³ e 0,75 g/cm³.
- Não utilizar, na constituição do mesmo elemento estrutural, madeiras com coeficientes de retração muito diferentes nas direções radial e tangencial.
- O teor de umidade das lâminas deve situar-se entre 7% e 14%. Em Moody et al. (1999) afirma-se que a máxima diferença no teor de umidade deve ser de 5%, entre lâminas adjacentes, para reduzir os efeitos das variações dimensionais após a fabricação.
- As lâminas devem ser tratadas sob pressão, antes da colagem, utilizando-se algum dos produtos preservativos recomendados para a classe de risco que a peça será

submetida e para que seja atingido, também, o padrão de acabamento especificado no projeto.

Ainda, conforme a ASTM D 3737 (1996):

- A espessura máxima das lâminas deve ser de 5 cm \pm 0,03 cm.
- As lâminas devem ser classificadas visualmente e mecanicamente.

2.1.3 Adesivos

Para a confecção das peças de MLC, a escolha do adesivo adequado é determinada, principalmente, pelas condições do meio em que a estrutura estará inserida, ou seja, temperatura e teor de umidade. No texto da NBR 7190 (1997) encontra-se apenas a recomendação de que o adesivo deve ser à prova de água.

Freqüentemente é usado o adesivo fenol-resorcinol-formaldeído (PRF), o qual é encontrado com a designação comercial de Cascophen, produzido pela *Hexion Specialty Chemicals*. Recentes pesquisas demonstram a possibilidade de emprego de adesivos poliuretanos, dentre os quais é possível destacar o Purbond HB530, monocomponente, fabricando pela Purbond. Outro tipo de adesivo que merece citação é o melamina-uréia-formaldeído (MUF), bicomponente, que traz como vantagens um menor tempo de cura e resulta em uma linha de cola transparente após a catalisação, cujo líder mundial na sua produção é a *Casco Adhesives*.

No grupo dos adesivos poliuretanos encontra-se também o adesivo desenvolvido pelo Instituto de Química de São Carlos da Universidade de São Paulo, produzido a partir de óleo de mamona e que demonstra um forte potencial para produção de MLC. Em Azambuja (2006) foi constatado que o comportamento desse adesivo foi aceitável quando comparado ao

Cascophen, principalmente para o eucalipto. Também se mostrou adequado na avaliação do desempenho mecânico, em diferentes condições de umidade.

2.2 Estruturas de madeira reforçada com fibras

2.2.1 Fibras naturais

Reforçar materiais de construção, com fibras naturais, é uma técnica que vêm sendo aplicada desde a Antigüidade. Em 800 a.C. os israelitas usaram a palha como reforço na produção de tijolos. Sua importância é indiscutível se consideradas as suas vantagens: abundância, biodegradabilidade e baixo custo, quando comparadas com as fibras sintéticas.

Em Carvalho (2005) expõe-se a investigação realizada, recentemente, sobre a aplicabilidade das fibras de sisal como reforço das estruturas de madeira, encontrando-se resultados promissores. Nesse trabalho foram utilizados os tecidos de sisal, impregnados com resinas poliméricas, como matéria-prima para a reabilitação estrutural. Estudando esses compósitos de sisal-epóxi, o autor observou que os corpos-de-prova com reforço apresentaram um aumento médio de rigidez de 14,2%, quando solicitados à flexão. Há, ainda, outras fibras naturais que podem ser utilizadas como reforços, tais como a juta, o coco e o algodão.

2.2.2 Fibras sintéticas

No início da década de 30, as fibras curtas de vidro já foram utilizadas como reforço em cimento, nos Estados Unidos da América. De acordo com Tang (1997), após a Segunda

Guerra Mundial, os produtores norte-americanos começaram a utilizar fibra de vidro e resina poliéster na produção de cascos de embarcações. Nos anos 50, foi a vez da indústria automotiva introduzir os materiais reforçados com fibras em seu processo produtivo, preliminarmente no corpo dos veículos, devido ao seu baixo peso e elevada resistência mecânica e à corrosão. A primeira aplicação das fibras sintéticas na engenharia civil foi na construção de uma cúpula, em 1968, em Benghazi, Líbia.

Atualmente, embora sejam marcantes as conquistas relativas ao alívio das deteriorações provocadas pela corrosão em pontes de aço ou de concreto armado, há ainda a necessidade de se avaliar novas tecnologias para as estruturas do século XXI, segundo Tang e Podolny Jr (1998). Uma solução proposta, e que vem sendo investigada, consiste no uso de materiais de alta performance e não-metálicos, os quais estão em desenvolvimento desde o início da década de 40 e são chamados de *polímeros reforçados com fibras*, designados pela sigla FRP (*Fiber Reinforced Polymer*).

Esses polímeros reforçados com fibras são materiais versáteis, consistindo de: (1) fibras sintéticas, incluindo vidro, carbono (ou grafite) e aramida (nome comercial Kevlar⁷), em diferentes formas, que são responsáveis pela resistência do compósito; (2) uma matriz polimérica, a qual serve para manter unidas as fibras, transferir forças para as fibras e protegê-las contra os efeitos ambientais. As resinas poliéster, vinílicas e epoxídicas são as comumente empregadas na composição dos FRPs. Na Tab. 2.1 encontram-se relacionadas as principais características dos tecidos de fibras.

O vocábulo *compósito*, anteriormente citado, é definido pela ASTM D 3878 (2004) como uma substância que consiste de dois ou mais materiais, insolúveis uns nos outros, os quais são combinados para formar um material elaborado e que possuem certas propriedades não encontradas em seus constituintes isoladamente.

Tabela 2.1 – Características dos tecidos de fibras a 20°C. Fonte: Fiorelli (2002)

Fibras	Características		
	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Densidade (g/cm ³)
Fibra de vidro	900	76	2,55
Orgânica (Kevlar)	1.500	125	1,44
Fibra de carbono	2.200	160-300	1,75

No âmbito da aplicabilidade dos FRPs, ressalta-se que a primeira passarela a empregar esses compósitos foi construída pelos israelenses, em 1975. Desde então, outras têm sido construídas na Ásia, Europa e América do Norte. Embora esses compósitos apresentem algumas vantagens expressivas, a preocupação principal com a sua utilização está relacionada com a sua durabilidade a longo prazo, uma vez que não se dispõe de suficientes dados de comportamento histórico desses materiais, aplicados em pontes e demais estruturas. A facilidade de fabricação, manuseio e içamento são algumas vantagens do uso desses compósitos como peças estruturais. Algumas das suas desvantagens, especialmente em pontes, são: o alto custo inicial, a fluência e a retração. Por causa do uso de seções transversais esbeltas, há também uma preocupação com a flambagem local e global.

As propriedades mecânicas dos materiais reforçados com fibras dependem do tipo de fibra agregada, bem como da sua orientação e arquitetura. Pode-se dizer que esses compósitos são materiais anisotrópicos e suas relações tensão-deformação são lineares até o ponto de ruptura. Eles têm um comportamento viscoelástico, que é imposto pela resposta da resina polimérica às forças aplicadas. Embora o material viscoelástico apresente fluência e relaxamento, sob um carregamento de longa duração, ele pode ser projetado para ter um desempenho satisfatório. De forma geral, pode-se dizer que esses compósitos têm excelentes

qualidades, tais como a alta resistência mecânica, dureza, resistência à fadiga e baixo peso, além de alta resistência a: elevadas temperaturas, abrasão, corrosão e ataques químicos.

Em Battles et al. (2000) são descritos os ensaios realizados com o intuito de investigar a durabilidade dos polímeros reforçados com fibras de vidro. Os corpos-de-prova foram submetidos a condições ambientais que incluíam 3.000 horas de exposição à umidade, água salgada e carbonato de cálcio; posteriormente foram submetidos a variações de temperatura. Foi observado que a exposição a essas condições afeta os FRPs compostos por fibras de vidro e matriz fenólica. Todavia, o material ainda manteve mais de 80% das suas propriedades mecânicas.

Amplamente se reconhece que, para os FRPs serem usados na construção de estruturas, é necessário um procedimento uniforme para a sua especificação. Em Bank et al. (2003) se expõe um modelo de especificação para materiais compósitos com FRPs, considerando o uso em sistemas estruturais de engenharia civil. O modelo de especificação fornece um sistema de classificação para os FRPs, descreve os materiais constituintes admissíveis e os ensaios para a determinação das suas propriedades físicas e mecânicas, além de especificar limites mínimos de valores para determinadas propriedades.

2.2.3 Madeira reforçada com fibras sintéticas

Muitas tentativas para reforçar elementos de madeira são relatadas na literatura. Uma idéia preliminar de reforço da madeira consiste na adoção de placas de aço ou alumínio, convenientemente posicionadas. Encontram-se citações, desde a década de 60, de tentativas de reforço de vigas de madeira laminada com tiras de alumínio e de reforço de seções de madeira por meio de colagem de capa de alumínio nas faces externas das vigas. Placas de aço

foram colocadas entre as lâminas de MLC, tanto verticalmente quanto horizontalmente, com o mesmo propósito. Um outro método de se obter reforço para a madeira é por meio do uso do aço protendido. Porém, a principal desvantagem dos vários métodos de reforço envolvendo placas de metal é o alto risco de corrosão do reforço, particularmente quando usados em construções expostas às intempéries.

Fibras sintéticas também podem ser utilizadas como reforço de madeiras. Combinar dois materiais com propriedades físicas e mecânicas compatíveis e complementares pode revolucionar as técnicas construtivas, segundo Dagher (2000). No século XIX, a adição do aço como reforço para o concreto mudou significativamente a construção de pontes e edifícios em todo o mundo. No início do século XXI, muitos dos fatores que contribuíram para o sucesso do concreto armado são encontrados na madeira reforçada com fibras. Peças de madeira de qualidade inferior têm alta resistência à compressão e baixo custo; os FRPs têm alta resistência à tração, o que compensa a baixa resistência à tração de madeira de qualidade inferior; além disso, os FRPs são materiais muito flexíveis, podendo ser elaborados para assegurar compatibilidade com as propriedades da madeira.

Em Triantafillou e Deskovic (1992) assegura-se que os reforços nas estruturas de madeira, aliado aos métodos de projeto mais confiáveis, permitem que formas contemporâneas e avançadas de grandes estruturas (pontes de grandes vãos, por exemplo) sejam pelo menos tão confiáveis e economicamente competitivas como aquelas construídas a partir de outros materiais, tais como concreto armado, aço e plásticos.

Ressalta-se, ainda, a redução no consumo de madeira. Estudos indicam uma diminuição de 30% a 40% no volume de madeira quando se utiliza a MLC reforçada com fibras, de acordo com Dagher (1999).

Embora apresentem muitas vantagens em relação à madeira serrada, as vigas de MLC também podem ter suas propriedades melhoradas com a colagem de reforços nas suas regiões

tracionadas, como ilustra a Fig. 2.3. Essa associação reúne as vantagens da madeira – alto desempenho com um custo relativamente baixo e excelente relação entre resistência e densidade – com as vantagens das fibras, tais como alta resistência e rigidez, além de versatilidade, segundo Dagher (2000).



Figura 2.3 – Seção transversal de viga de MLC reforçada com fibras de vidro

O elevado custo e a diminuição da disponibilidade de lâminas de madeira de elevada qualidade, para a fabricação de MLC, suscitam o desenvolvimento de tecnologias que contemplam o uso dos FRPs, como se afirma em Davids et al. (2005). Vigas de MLC reforçadas com FRP são economicamente equivalentes às vigas de MLC convencionais, pois usam uma quantidade menor de madeira e as lâminas tracionadas não precisam ser de qualidade excepcional para se alcançar a mesma eficiência na flexão. Na fixação das fibras à madeira, geralmente se emprega o adesivo epóxi.

De acordo com Lindyberg (2001), o impacto da diminuição da resistência, devido aos defeitos na face tracionada das vigas de MLC, diminui com a adição adequada dos FRPs. Por

essa razão, o efeito de volume – que reduz a tensão admissível à flexão das vigas de MLC – pode ser reduzido ou, possivelmente, até eliminado.

Os compósitos de madeira, segundo Dagher (2000), terão um significativo impacto no modo de como a madeira será usada no século XXI e as razões para se combinar madeira e fibras são:

1. Aumento da resistência e rigidez.
2. Aumento da ductilidade, a qual fornece um mecanismo de ruptura seguro.
3. Melhoria das características de deformação lenta.
4. Redução da dispersão dos resultados das propriedades mecânicas, o que permite utilizar valores superiores nos projetos.
5. Redução do efeito de volume nas vigas de MLC.
6. Utilização de madeira de qualidade inferior.
7. Melhoria na eficiência estrutural e redução das dimensões e pesos dos elementos estruturais.
8. Redução de custos.
9. Redução das pressões no suprimento de madeira.

Esse mesmo autor afirma, ainda, que os compósitos de madeira com fibras podem ser bem sucedidos porque:

- As propriedades físicas, mecânicas e químicas dos FRPs são muito versáteis. As fibras podem ser elaboradas para tornarem-se similares e complementarem as propriedades ortotrópicas da madeira. Conseqüentemente, alivia-se o problema de incompatibilidade entre a madeira e as fibras.
- Os polímeros reforçados com fibras podem ser prontamente incorporados nos processos de fabricação da MLC.

Quatro pontes e dois píeres, executados nos Estados Unidos da América com o emprego da madeira reforçada com fibras de vidro, são descritos em Dagher et al. (2002). Os autores relatam que estudos prévios realizados na Universidade de Maine têm demonstrado que as fibras de vidro, aplicadas como reforço na região tracionada à uma razão de 2% a 3%, podem aumentar a resistência à flexão de vigas de MLC em mais de 100% e a rigidez em 10% a 15%. A razão do reforço é definida pela área da seção transversal das fibras dividida pela área da seção transversal de madeira acima das fibras.

Ainda, conforme esses mesmos autores, essa tecnologia tem apresentado custo interessante na construção de superestruturas de pontes, quando comparada às construções similares de concreto armado, para alguns vãos. Experiências, até agora, têm demonstrado que os compósitos de madeira reforçada com fibras são possíveis, duráveis e demonstram uma relação custo-benefício interessante em determinadas aplicações, desde que projetados apropriadamente.

Em Triantafyllou e Deskovic (1992) se propõe um método de reforço que consiste na colagem, por meio de adesivo epóxi, de folhas de fibras reforçadas com polímeros e protendidas. A técnica combina as vantagens oferecidas pelos materiais compósitos, tal como a resistência à corrosão, baixo peso e neutralidade eletromagnética, com a alta eficiência da protensão externa. Esse procedimento mostra-se adequado para uso tanto em reparos de estruturas existentes como também em novas construções.

Uma característica que merece ser ressaltada, relativamente ao reforço de vigas de madeira com fibras, é quanto ao tipo de ruptura. O reforço faz com que haja uma grande plastificação da região comprimida da viga, causando grandes deslocamentos verticais na fase de ruptura. Sabe-se que a ruptura à flexão de uma viga de madeira é tipicamente frágil. Todavia, quando apropriadamente reforçada com fibras no lado tracionado, observou-se um comportamento dúctil, conforme Dagher (2000).

Em Dagher (1999) é relatada a avaliação do uso de reforço com lâminas de fibras de carbono – espessura 1,5 mm – em vigas de MLC. Observou-se que a viga, sem nenhum reforço, apresentou no início uma deformação lenta e rompeu-se de modo frágil. Por outro lado, a ruptura frágil não ocorreu nas vigas reforçadas, que sofreram deformações gradativas ao longo do tempo e, assim, comprovando a eficiência do reforço com fibras.

A utilização de fibras como reforço de peças estruturais vem sendo estudada no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LaMEM), da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Em Fiorelli (2002) é exposto o trabalho de investigação do comportamento das vigas maciças de madeira reforçadas com fibras de vidro e com fibras de carbono, fixadas com resina epóxi. Em seguida, esse mesmo autor estudou as vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro, encontrando em ambos os casos resultados satisfatórios quanto ao aumento de resistência das vigas ensaiadas.

Segundo Fiorelli (2005), a porcentagem máxima de fibras que deve ser utilizada em reforço de vigas de MLC é de 3,3%, pois a partir desse limite o aumento de resistência e rigidez não é significativo.

Assim sendo, o emprego dos FRPs para reforço de elementos estruturais de madeira é uma alternativa promissora, pois trata-se de um material resistente à corrosão, que proporciona um pequeno aumento do peso próprio e aumenta a confiabilidade em relação ao modo de ruptura.

2.2.3.1 Efeito da fadiga

A adição de reforço nas vigas de MLC permite acréscimos em sua resistência quando solicitadas à flexão e, conseqüentemente, implica em dizer que essas vigas podem ser submetidas a maiores carregamentos e tensões. Esses acréscimos nas tensões de serviço se

constituem em preocupação no caso de pontes, que devem resistir aos efeitos da fadiga provocada por milhões de ciclos de carregamento.

Poucos estudos foram conduzidos para se quantificar os efeitos da fadiga em vigas de madeira serrada e de MLC. Estudos realizados por Hansen¹ (1991 apud DAVIDS et al., 2005) demonstram que as propriedades da madeira submetida à fadiga são influenciadas pelos fatores: espécie de madeira, forma e dimensões do corpo-de-prova, teor de umidade, tipo de solicitação (flexão, tração ou compressão) e a frequência de aplicação do carregamento.

Em Davids et al. (2005) relata-se que, no programa experimental realizado, foram ensaiadas nove vigas de MLC, com seção transversal de 130 x 305 mm e comprimento de 6.700 mm, as quais foram reforçadas com tecido de fibras de vidro unidirecional com 6,4 mm de espessura. Três vigas tiveram o reforço colado ao longo de todo o seu comprimento e em seis delas foram utilizados reforços parciais que terminaram a 900 mm de cada extremidade.

Essas vigas foram submetidas, então, a dois milhões de ciclos de carregamento e pôde-se observar que aquelas com reforço em todo o seu comprimento não apresentaram significativas mudanças em sua rigidez à flexão. Por outro lado, duas das vigas em que foram utilizados reforços parciais se romperam antes de se completar os dois milhões de ciclos de carregamento (590.000 e 1.060.000 ciclos, respectivamente).

2.3 Estruturas mistas de madeira-concreto

Aplicar o material adequado no local mais apropriado, considerando suas características físicas e mecânicas, é uma das premissas básicas do projeto ideal das estruturas

¹ Hansen, L. P. Experimental investigation of fatigue properties of laminated wood beams. In: INTERNATIONAL TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, 1991, High Wycombe, UK. **Proceedings...** High Wycombe: Timber Research and Development Association. v.4, p.4.203-4.210.

contemporâneas. Certamente essa consideração conduz à utilização das estruturas mistas de aço-concreto e madeira-concreto. Historicamente observa-se que o dinamismo das pesquisas teórico-experimentais, envolvendo as estruturas mistas clássicas (vigas de aço associadas com placas de concreto), nas décadas de 30 e 40, se refletiu em aplicações bem sucedidas desse sistema.

Atualmente, a escassez das madeiras nativas contribui para o desenvolvimento de alternativas que considerem a racionalização de seu uso e, sobretudo, a aplicação de madeiras provenientes de florestas plantadas, especialmente o pinus e o eucalipto. Nesse contexto, as estruturas mistas de madeira-concreto têm sido utilizadas com sucesso em superestruturas de pontes e em pisos de edificações residenciais, industriais e esportivas, encontrando espaços para aplicação tanto em reparos estruturais de obras históricas como na construção de novos edifícios.

O conceito e a utilização de estruturas mistas têm sido investigados por vários pesquisadores (Pincus, 1969; Ahmadi e Saka, 1993; Ceccotti, 1995; Gutkowski, 1996; Natterer et al., 1996; Gelfi e Giuriani, 1999; Gutkowski et al., 1999), mas sua utilização remonta ao início do século XX. Conforme Pigozzo (2004), há relatos do uso de estruturas mistas antes da Primeira Guerra Mundial, na Inglaterra. Em 1914 a empresa *Redpath Brow and Company* iniciou uma série de ensaios de estruturas mistas para pisos; há registros de ensaios realizados no Canadá, em 1922, pela empresa *Dominium Bridge Company*. Em 1930 o sistema já estava desenvolvido e os métodos de dimensionamento estabelecidos. Entre 1922 e 1939 foram construídos muitos edifícios e pontes empregando-se esse sistema, especialmente pela carência de aço naquela época. Em 1944 as estruturas mistas foram introduzidas nas normas da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) e, a partir de então, a técnica vem evoluindo continuamente.

Quanto aos métodos de construção, as estruturas mistas de madeira-concreto podem ser executadas com o auxílio de escoramentos, em que o peso do concreto não-endurecido é transferido para o pavimento inferior por meio de escoras convenientemente espaçadas. Por outro lado, é possível a sua construção sem a utilização de escoramentos – solução tipicamente adotada em pontes – em que a estrutura de madeira deve resistir ao peso do concreto não-endurecido.

A NBR 8800 (1986) foi a primeira norma brasileira a introduzir a possibilidade de utilização das estruturas mistas de aço-concreto.

2.3.1 Estruturas mistas de madeira serrada e concreto

A exposição direta e contínua das estruturas de madeira às intempéries é um motivo de constante preocupação, pois promove a sua deterioração e compromete a segurança dessas construções e, conseqüentemente, de seus usuários. Uma das possibilidades para amenizar esse inconveniente consiste em associar uma laje de concreto à mesma, gerando as chamadas *estruturas mistas de madeira-concreto*, que além de garantir o aumento da vida útil das estruturas de madeira, também é capaz de melhorar o seu comportamento mecânico.

Por permitirem que as melhores qualidades da madeira e do concreto sejam aproveitadas, os compósitos desses materiais têm se tornado populares. De fato, a madeira é posicionada na região tracionada da seção mista, enquanto que o concreto é usado praticamente na compressão, obtendo-se, então, sua melhor performance em termos de resistência e rigidez. Dessa maneira é possível obter uma seção transversal estruturalmente eficiente, sendo rígida e leve ao mesmo tempo.

Na Fig. 2.4 encontra-se ilustrado o sistema misto, em que se pode observar a madeira e o concreto interligados por um conector contínuo, feito a partir de uma chapa de aço perfurada e galvanizada. Esse sistema de conexão é patenteado pela empresa alemã HBV Systeme, porém há inúmeras formas de realizar essa ligação, o que será apropriadamente discutido, mais adiante.

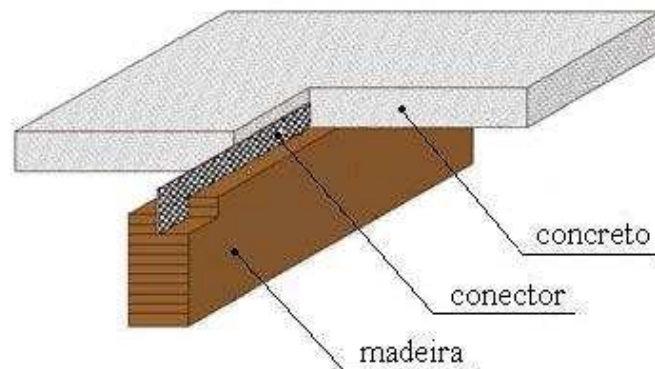


Figura 2.4 – Estrutura mista de madeira-concreto. Fonte: Adaptado de HBV – Systeme (2006)

No âmbito de sua aplicabilidade, as estruturas mistas de madeira-concreto podem ser empregadas em construções de grande ou pequeno porte. No campo das pequenas construções, a Fig. 2.5 mostra uma obra executada na cidade de São Paulo, pela Ita Construtora, onde foi utilizada essa solução estrutural com muito êxito. As vigas, espaçadas a cada 50 cm, são de madeira serrada da espécie Jatobá (*Hymenaea spp*); a laje é de concreto com resistência à compressão de 30 MPa e 4 cm de espessura. A ligação entre a madeira e a laje de concreto é constituída por pregos e encontra-se detalhada em Alvim et al. (2000).

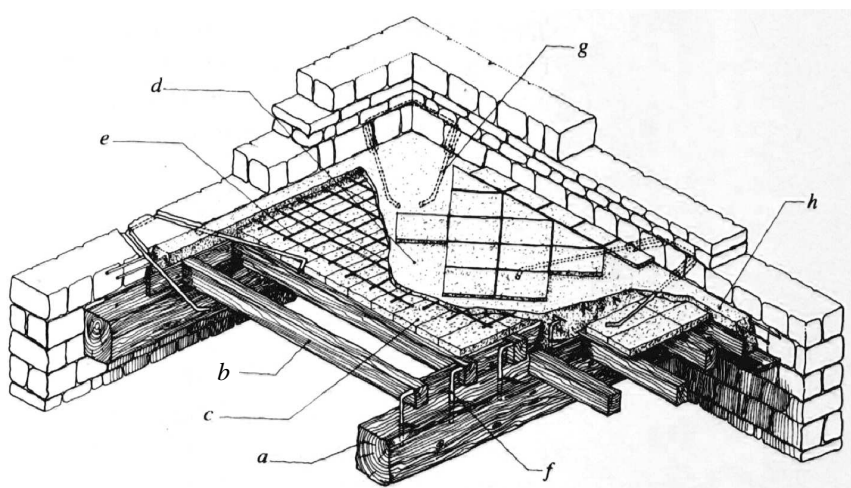


(a)

(b)

Figura 2.5 – Estrutura mista de madeira-concreto em residência: (a) Vista externa; (b) Vista interna

Pelas suas características e particularidades, o sistema misto de madeira-concreto pode ser empregado em obras de readequação ou revitalização, assim como em novas edificações. Seu emprego tem sido freqüente nas readequações de edificações antigas da Europa, visando melhorar as deficiências apresentadas pelas construções de alvenaria com piso de madeira. A Fig. 2.6 mostra um detalhe da adição de uma camada de concreto em uma edificação de alvenaria, com estrutura de piso em madeira.



Legenda:

- a – vigas principais
- b – vigas secundárias
- c – cerâmica
- d – laje de concreto
- e – armadura em malha
- f – conectores metálicos colados com epóxi na madeira
- g – conectores metálicos entre alvenaria e concreto
- h – viga de concreto armado no contorno

Figura 2.6 – Detalhe de fixação de laje de concreto em piso de madeira. Fonte: Ceccotti (1995)

Além dos benefícios em termos de isolamento acústico, em Ceccotti (1995) ressalta-se que a colocação da laje de concreto sobre o piso de estrutura de madeira torna a edificação muito rígida, o que é conveniente para manter sua forma em caso de abalos sísmicos.

O custo de um piso de madeira-concreto é competitivo quando comparado com um piso totalmente de concreto. Segundo Ceccotti (1995), não é somente a relação custo/m² do produto em si que deve ser levada em conta, pois há outros fatores que contribuem para a economia no resto da estrutura e no canteiro de obras (ex. rapidez na execução, menor quantidade de fôrmas para concreto e diminuição de contraventamentos, redução nas fundações devido à diminuição do peso da estrutura, etc.).

Nas obras de readequação há uma mudança de uso do ambiente e, conseqüentemente, das sobrecargas que solicitam a estrutura. A Fig. 2.7(a) mostra uma edificação, em Haibach, Alemanha, que passou por um processo de readequação e onde foi empregado o sistema misto de madeira-concreto no seu último pavimento. Na Fig. 2.7(b) observa-se a retirada das partes não-estruturais do piso existente. As vigas que compõem a estrutura do piso de madeira passam, em seguida, por uma preparação que consiste na abertura de frisos, conforme Fig. 2.7(c), onde serão colados os conectores metálicos.

Na Fig. 2.7(d) é possível se observar as placas de poliestireno expandido, instaladas nas regiões não-estruturais do piso, que além de servirem de preenchimento também contribuem para o isolamento térmico. Ainda é possível se notar, nessa mesma figura, a colocação de uma manta plástica que serve de isolamento entre a camada de concreto e a estrutura de madeira. Na Fig. 2.7(e) nota-se o sistema pronto para a concretagem, com os conectores metálicos colados nos frisos das vigas de madeira, a malha de aço devidamente dispostas e o posicionamento dos componentes das instalações elétricas. Finalmente, na Fig. 2.7(f), vê-se a etapa de concretagem do piso.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.7 – Edificação em Haibach, Alemanha. Fonte: HBV – Systeme (2006)

Podem ser realçadas, ainda, as seguintes vantagens para o sistema misto de madeira-concreto:

- Aumento do amortecimento vibracional – o que significa que as verificações relativas aos estados limites de utilização devido às vibrações são mais facilmente satisfeitas.
- A rigidez no plano pode ser considerada infinita – em outras palavras, o piso torna-se tão rígido que é capaz de manter a sua forma e, conseqüentemente, a forma global do edifício.
- Melhor isolamento acústico – o acréscimo de massa do piso, quando comparado com um piso de madeira tradicional, traz benefícios para os ruídos transmitidos pelo ar; para ruídos de impacto, o isolamento acústico é melhorado, em relação a um piso totalmente de concreto, devido ao maior amortecimento.
- Benefícios em situações de incêndio – a camada superior de concreto constitui-se em uma barreira eficiente contra a propagação do fogo, o que aumenta a resistência ao fogo em comparação com um piso totalmente em madeira. Outrossim, as peças inferiores de madeira são mais resistentes ao fogo que as correspondentes peças feitas de aço ou de concreto armado.
- Agilidade construtiva.
- A madeira pode atuar como forro ou receber acabamentos.

Para que o sistema misto funcione adequadamente é indispensável a presença do elemento de ligação entre os materiais, o qual assegura a transferência dos esforços de cisalhamento horizontal e também evita o desprendimento vertical entre as partes. Esse sistema pode ser do tipo rígido ou flexível. A ligação rígida pode ser obtida, por exemplo, pela aplicação de um adesivo epóxi na superfície de contato entre os dois materiais, impedindo os deslocamentos entre as peças. Já o sistema flexível pode ser obtido por conectores metálicos, como pregos, parafusos, chapas metálicas, anéis metálicos e pinos

obtidos a partir de barras de aço lisas ou com nervuras. O uso dos conectores metálicos representa grande facilidade de execução da ligação e é mais econômico que o adesivo epóxi, conforme Soriano (2001).

O desempenho estrutural das estruturas mistas de madeira-concreto é incentivador. Em Ceccotti (1995) afirma-se que a capacidade de carga de um piso de madeira tradicional pode ser dobrada e sua rigidez transversal melhorada em torno de três ou quatro vezes. Por sua vez, em Davids (2001) se destaca que, quando comparadas às vigas de madeira e concreto com os materiais considerados isoladamente, ou seja, sem qualquer efeito de interação, a consideração da interação entre a madeira e o concreto resulta em um aumento de resistência à flexão em pelo menos 40% e acréscimos na rigidez em 200% ou mais.

Em Murthy (1984) é citada a experiência com esse método, em que foram utilizados parafusos para formar compósitos de madeira-concreto nos pisos e escadas de edifício da *National University of Singapore*.

Relata-se, em Ahmadi e Saka (1993), o uso de pregos de alta resistência, como conectores, para resistirem ao cisalhamento em pisos de madeira-concreto na região do Golfo Pérsico. Seus resultados mostraram que, a partir de uma penetração de $11 \cdot d$, não há quase nenhuma diferença na resistência ao cisalhamento dos pregos e assim, fixaram essa profundidade de penetração para se obter uma resistência suficiente. Os ensaios com as vigas produzidas mostraram que a capacidade de carga da estrutura mista duplicou em relação a uma não composta e as flechas no meio do vão foram reduzidas em $1/5$.

Mostram-se, em Meierhofer (1993), os pormenores de um sistema de construção europeu, baseado no conceito de estrutura mista de madeira e concreto, e é citada a construção de setenta projetos usando esse sistema, incluindo uma capa de concreto em um piso de madeira existente para melhorar sua rigidez e resistência. Esse autor identifica os benefícios desses compósitos em edifícios, especialmente em pisos, como:

- Construção rápida.
- A madeira pode atuar como forro e receber outros acabamentos.
- Considerável aumento da rigidez quando comparado aos pisos de madeira convencionais.
- Melhoria na performance acústica e relativa ao fogo.
- Efetivo reforço e melhoria de antigos pisos de madeira quando combinados com uma capa de concreto.
- Melhoria das condições de conforto e isolamento.

Em Natterer et al. (1996) detalha-se a aplicação do sistema misto de madeira-concreto em edifícios de múltiplos pisos, em que uma laje de concreto é adicionada a um piso de madeira, constituído por lâminas verticalmente pregadas com altura de 160 mm. As forças de cisalhamento são absorvidas por entalhes na madeira, que são preenchidos pelo concreto, com a adição de parafusos que são pós-tensionados após a cura do concreto. A vantagem desse pós-tensionamento é que a folga causada pela retração do concreto é reduzida drasticamente. Recomenda o seu emprego para vãos entre sete e quinze metros.

Vigas mistas de concreto e madeira serrada reforçada com fibras de vidro, em que foram utilizados parafusos na ligação entre os materiais, foram ensaiadas e os resultados apresentados em Brody et al. (1999). O objetivo do estudo foi avaliar o grau de composição da seção transversal. Os resultados demonstraram que a rigidez real da viga mista é aproximadamente 67% da rigidez teórica da viga, quando se considera a composição total dos materiais.

Em Van der Linden (1999) expõem-se os estudos sobre o sistema misto de madeira-concreto, em que foram realizados ensaios com quatro diferentes tipos de conectores, em corpos-de-prova assimétricos. O concreto utilizado enquadrou-se na classe C25, conforme o

EUROCODE 2 (1989), com armadura mínima disposta na parte central da laje. A madeira utilizada na confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento foi *Spruce*. Um dos sistemas de conexão ensaiados foi constituído por um entalhe circular na madeira, com 70 mm de diâmetro e profundidade de 30 mm, no qual foi inserido um pino obtido a partir de barras de aço trefilado para concreto armado, com diâmetro de 20 mm. O concreto que preencheu esse entalhe diminuiu os efeitos de embutimento na madeira. O módulo de deslizamento de serviço – que será apropriadamente definido na seção 2.5.1 – encontrado para esse sistema foi equivalente a 494 N/mm/mm.

Esse autor produziu, ainda, 40 vigas mistas com vãos variando entre cinco e seis metros – que representa situações freqüentes em estruturas de pisos – as quais foram submetidas à flexão em quatro pontos. A laje de concreto foi projetada para ter a menor espessura possível, de modo a alcançar o menor peso próprio, resultando em uma espessura de 50 mm. As vigas de MLC tiveram uma altura de 200 mm para atender aos requisitos normativos dos estados limites últimos e de utilização, após a fixação da largura da viga de madeira em 100 mm e da laje de concreto em 600 mm. Todas as vigas romperam-se devido às falhas na região tracionada da MLC, nas proximidades dos nós ou emendas dentadas, de modo frágil.

Um modelo elasto-plástico para vigas mistas de madeira-concreto, considerando a ductilidade do sistema de ligação, é apresentado em Frangi e Fontana (2003). Os autores ressaltam que o deslizamento entre a mesa de concreto e a viga de madeira conduz ao efeito de composição parcial da seção transversal. Sob flexão, a hipótese de Bernoulli não é válida para toda a seção transversal, porém, as seções podem ainda ser consideradas planas ao analisar os materiais independentemente. Encontraram boa concordância entre os resultados obtidos experimentalmente e aqueles gerados a partir do modelo desenvolvido.

Embora os resultados e vantagens, anteriormente apresentados, demonstrem uma perspectiva animadora para a aplicação do sistema misto em diversos tipos de construções, até o presente momento não existe no Brasil nenhuma especificação normativa para o seu dimensionamento.

2.3.1.1 Comportamento sob carregamento de longa duração

A retração e a fluência são responsáveis por acréscimos da deformação de deslizamento, que por sua vez provocam aumentos no deslocamento vertical do sistema misto. O comportamento das vigas mistas de madeira-concreto relativamente à fluência é complexo, pois depende do comportamento de dois materiais diferentes – os quais apresentam seus particulares desempenhos na fluência – além do que, são ligados por conectores que também apresentam outro comportamento à fluência.

Segundo Van der Linden (1999), o método comumente utilizado para o cálculo da fluência também se mostrou adequado para as vigas mistas de madeira-concreto, quando comparado com os resultados obtidos pela simulação realizada utilizando-se o Método dos Elementos Finitos. O método propõe a divisão dos módulos de elasticidade dos materiais e da rigidez dos conectores por $(1 + \varphi_j)$, sendo φ_j o coeficiente de fluência do material j , conforme segue:

$$E_{c,t,d} = \frac{E_{c,0,d}}{1 + \varphi_c} \quad [2.1]$$

$$E_{w,t,d} = \frac{E_{w,0,d}}{1 + \varphi_w} \quad [2.2]$$

$$K_{i,t,d} = \frac{K_{i,0,d}}{1 + \varphi_f} \quad [2.3]$$

Os termos $E_{c,0,d}$ e $E_{w,0,d}$ representam os valores de cálculo dos módulos de elasticidade do concreto e da madeira, respectivamente, logo após o carregamento ($t = 0$), enquanto que o termo $K_{i,0,d}$ representa a rigidez dos conectores. O coeficiente de fluência, φ , é definido como sendo a deformação no tempo t menos a deformação logo após o carregamento, dividido pela deformação logo após o carregamento – que é definida como a de tempo zero, os quais estão representados na Fig. 2.8.

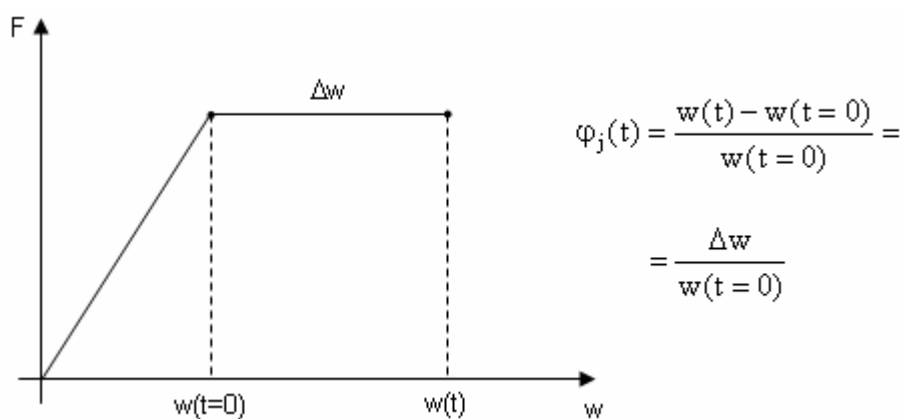


Figura 2.8 – Definição do coeficiente de fluência. Fonte: Van der Linden (1999)

Oito vigas mistas de madeira-concreto foram construídas e carregadas por um período de cinco anos, como parte da pesquisa de Van der Linden (1999). No final desse período, as vigas foram carregadas até a ruptura para se determinar se a capacidade de carga diminuiu com o tempo. Durante esse período os deslocamentos verticais no meio do vão, os deslizamentos na interface, a temperatura e umidade relativa do ar foram monitorados.

O autor comenta que a deformação das vigas mistas de madeira-concreto, depois de cinquenta anos de carregamento, depende em grande quantidade do coeficiente de fluência da madeira, especialmente nas vigas em T. Também pode ser importante o comportamento à fluência dos conectores, dependendo de seu número e configuração. Por fim, também acrescenta que as tensões na madeira tendem a aumentar com o tempo, porque a fluência da madeira é menor que a dos conectores e do concreto.

2.3.2 Estruturas mistas em tabuleiros de pontes

Quando aplicada nas construções sem um prévio tratamento e sujeita aos fatores ambientais (umidade, oxigênio, temperatura e raios solares), a madeira tem durabilidade reduzida. A adição de uma laje de concreto sobre as peças de madeira da superestrutura pode prolongar em até três vezes a vida útil das pontes de madeira, pois atua como uma membrana resistente à água e diminui a exposição da madeira, segundo Yttrup e Nolan (2005). Todavia, é sempre recomendável o tratamento preservativo da madeira contra os ataques de insetos e microorganismos, principalmente das madeiras de reflorestamento como o eucalipto e o pinus.

No Brasil, a primeira iniciativa registrada de utilização de concreto em tabuleiros de madeira foi na ponte de Borborema (SP) e se deve a Hellmeister (1978). Tiras de aço, com parafusos auto-atarrachantes, foram utilizadas para fixar as peças roliças de madeira tratada sobre as longarinas, também roliças. Adicionou-se, então, uma camada de concreto com o objetivo de regularizar a superfície e ao mesmo tempo de impermeabilizá-la, protegendo as peças de madeira. Embora o concreto e a madeira não fossem interligados por meio de conectores, o atrito decorrente das imperfeições naturais da superfície das peças roliças de madeira serviu para desenvolver uma resistência ao deslizamento entre as partes e, assim, transmitindo forças de cisalhamento entre o concreto e a madeira. No entanto, em Dias (1987) expõe-se que, ao se avaliar experimentalmente um modelo reduzido desse tipo de tabuleiro, foi constatado que essa solidarização não é garantida permanentemente, havendo uma perda de rigidez com a repetição dos carregamentos, e, assim, sugerindo-se o estudo de um sistema que garanta tal solidarização.

Os tabuleiros mistos podem aparecer sob as seguintes formas: (a) seção T, com a laje de concreto apoiada sobre vigas de madeira serrada ou MLC; (b) sistema de laje, em que a

placa de concreto se apóia sobre uma base contínua de madeira formada por lâminas serradas ou peças roliças naturais, dispostas lado a lado.

Recentemente, algumas pontes foram construídas empregando-se essa última configuração, como resultado de pesquisas desenvolvidas no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, coordenadas pelo Prof. Carlito Calil Júnior. O sistema utiliza postes de eucalipto tratado – dispostos longitudinalmente na direção da ponte – e após a fixação de conectores nas peças roliças é lançada uma camada de concreto que, além de proteger a madeira, também serve como elemento de acréscimo de resistência e rigidez. A Fig. 2.9 mostra uma ponte construída na Serra do Mar com a utilização dessa técnica.

Uma das vantagens resgatadas, e confirmadas nessa pesquisa, é o baixo custo desses tabuleiros, pois dispensam o uso de fôrmas e escoramentos para o concreto armado, são fáceis e rápidos de serem construídos – demandando uma pequena quantidade de mão-de-obra – dentre outras facilidades construtivas. Além do mais, a moldagem *in loco* da laje de concreto resulta em uma perfeita acomodação do concreto nas irregularidades naturais das toras. Porém, como desvantagem pode ser citada a limitação nos vãos, em torno de 12 m.



(a)



(b)

Figura 2.9 – Ponte em estrutura mista de madeira-concreto: (a) Vista superior; (b) Vista inferior do tabuleiro. Fonte: Arquivo Prof. Carlito Calil Júnior

Em Pigozzo (2004) revelam-se as investigações realizadas sobre o comportamento dos sistemas mistos de madeira-concreto, apresentando-se os estudos, projetos e aspectos construtivos de dois tabuleiros de pontes compostos de concreto armado e toras de *Eucalyptus Citriodora*, tratadas com CCA. O sistema de ligação consiste de barras de aço coladas com resina epóxi. O principal objetivo de seu trabalho foi a investigação experimental da resistência de ancoragem desses conectores, fixados em furos formando 0°, 45° e 90° com as fibras da madeira, com diferentes tipos de resina epóxi e uma resina poliuretana.

Foram estimadas as resistências médias, a partir de uma análise de regressão múltipla, e as respostas características. Também foi desenvolvido um modelo especial de corpo-de-prova para ensaiar os sistemas mistos de concreto e madeira roliça, sob cisalhamento, com os conectores colados no formato de X e inclinados em 45° em relação às fibras da madeira. Os resultados obtidos confirmam as suposições de que o tipo de resina, a umidade contida, a espessura na linha de cola e a área de ancoragem da barra de aço são fatores que determinam a resistência de ancoragem, enquanto a densidade e a resistência da madeira são menos significativos.

Os compósitos de madeira e concreto apresentam consideráveis benefícios para as pontes e construções de edifícios. A Fig. 2.10 ilustra um bom exemplo dessa oportuna associação de materiais, onde longarinas de MLC servem de apoio para um tabuleiro de concreto armado. A ponte tem tabuleiro com largura de 14 m e comprimento de 182 m, sendo que os três tramos intermediários têm vãos de 42 m.

Estudos experimentais em um modelo – em escala 1:4 – constituído por vigas treliçadas de madeira, que suportaram painéis de laje pré-moldados de concreto armado, são apresentados em Moraes (2007). O sistema de ligação entre a madeira e o concreto foi constituído por pinos metálicos com diâmetro nominal de 16 mm, extraídos de barras de aço CA-50, sendo 3 cm cravados na madeira. O modelo estrutural investigado teve rigidez e

capacidade de carga satisfatórias, além de apresentar facilidade construtiva e custos competitivos em relação às estruturas de concreto armado.



Figura 2.10 – Ponte Vihantasalmi, Finlândia. Fonte: MESTRA Engineering Ltd. (2005)

2.3.3 Estudos desenvolvidos no Brasil

Diversos pesquisadores brasileiros vêm estudando esse tema, especialmente nos últimos anos. Investigações preliminares sobre o tema foram realizadas por Gomes (1974), que estudou o comportamento estrutural de vigas mistas de madeira-concreto com seção transversal em T, sendo a mesa e a alma conectadas por pregos. Foi desenvolvido um programa computacional para análise do problema e, em seguida, para comparação dos resultados, foram ensaiadas seis vigas com idênticas características até a ruptura. As variáveis, nessa pesquisa, foram os diâmetros dos pregos e seus respectivos espaçamentos. Algumas perturbações foram constatadas no início da aplicação do carregamento, causando uma não-linearidade nos valores das deformações, deslizamentos e flechas. Esse fenômeno, segundo o autor, foi atribuído ao atrito surgido entre os dois materiais.

Em Magalhães e Chahud (1998) são expostos os resultados dos ensaios em vigas T, com vãos de 3,2 m, constituídas por mesa de concreto (55 x 5 cm) e alma de madeira serrada (15 x 15 cm) da espécie Massaranduba, interligadas por pregos. Os resultados apontaram para um acréscimo na rigidez de 40%, na fase elástica, com a consideração da seção mista.

Em Souza, Chahud e Magalhães (1998) revela-se a tentativa de aplicação dos resultados obtidos em ensaios de corpos-de-prova de cisalhamento nas duas vigas mistas de madeira-concreto executadas, adotando-se os pregos como elementos de conexão. Constatou-se uma grande dispersão nos resultados experimentais das vigas mistas, o que os impossibilitou de estabelecer correlações entre esses resultados e aqueles obtidos com os corpos-de-prova de cisalhamento.

Uma extensa revisão bibliográfica acerca dos estudos envolvendo as vigas mistas de madeira-concreto, realizados no período de 1974 a 1997, é apresentada em Mantilla Carrasco e Oliveira (1998), relatando-se, também, os tipos de conectores utilizados na solidarização desses materiais.

Em Matthiesen (2000) mostra-se a determinação do módulo de deslizamento e da resistência da ligação madeira-concreto empregando-se parafusos auto-atarrachantes com diâmetros de 3/8" e 1/2". O estudo envolveu a utilização de três espécies de madeira: *Pinus oocarpa*, *Eucalyptus grandis* e *Goupia glabra*. Os corpos-de-prova utilizados foram compostos por uma parte central de madeira (10 x 10 x 42 cm) e duas laterais de concreto (10 x 30 x 42 cm). Nas faces opostas da peça central de madeira foi fixado um par de parafusos, com inclinação de 50°, formando um X. Por meio das curvas força versus deslizamento, calculou os módulos de deslizamento a partir da reta secante, que passa pelos pontos correspondentes a 10% e 50% da força de ruptura da ligação.

Por sua vez, em Soriano (2001) expõem-se os resultados da investigação da associação de vigas de madeira serrada e laje de concreto. Numa primeira fase, esse autor ensaiou dez

vigas com seção T, com 1 m de comprimento, quando avaliou o seu desempenho sob os sistemas de ligação: flexível (pregos 22x48) e rígido (adesivo epóxi). Paralelamente foram confeccionados doze corpos-de-prova para a determinação do módulo de deslizamento desses sistemas de ligações. Na segunda fase foram ensaiadas estruturas maiores, compreendendo um total de seis vigas T, com 3 m de comprimento, além de três painéis em madeira-concreto com 3 m de comprimento e 0,8 m de largura e mais um painel com 1,5 m de comprimento e 0,8 m de largura. Nessa última fase de ensaios, o sistema de ligação flexível foi composto de pregos 24x60 e parafusos com diâmetros de 3/8" e 1/2". O autor concluiu que na estrutura mista de madeira-concreto a flecha pode deixar de ser a condição limitante principal para o carregamento, devido à grande rigidez apresentada pela seção mista. Comparando-se as flechas máximas, a consideração da seção mista resultou numa força quatro vezes superior àquela prevista para a seção de madeira estudada.

Esse mesmo autor recomenda, ainda, que a utilização da MLC, em estruturas mistas de madeira-concreto, deve ser pesquisada como alternativa para se vencer as limitações encontradas na madeira serrada, como por exemplo, as dimensões da seção transversal. Em seu trabalho, o autor resume os modelos para cálculo das estruturas mistas e relata que os modelos matemáticos para a representação de seu comportamento, apresentados nas referências bibliográficas consultadas, são abordados com ênfase nas equações de equilíbrio e no princípio da energia. O Método dos Elementos Finitos também tem sido empregado para essas análises.

Em Nicolas e Mascia (2002) são descritos os ensaios realizados em corpos-de-prova de madeira-concreto, em que foram usados pregos (diâmetros de 5,4 mm e 6,58 mm) e parafusos (diâmetros de 10 mm e 12,7 mm) como elementos de ligação. Na confecção dos corpos-de-prova empregou-se a cupiúba (*Goupia glabra*) e concreto com resistência à compressão em torno de 20 MPa. Os valores médios da força de ruptura e do módulo de

deslizamento de serviço, K_{ser} , estão representados na Tab. 2.2. Por meio da análise dos resultados, concluíram que o aumento do diâmetro do conector não produz aumento significativo na força de ruptura.

Tabela 2.2 – Força de ruptura e módulo de deslizamento de serviço – valores médios.
Fonte: Nicolas e Mascia (2002)

Conector	Força de ruptura média (N)	Módulo de deslizamento médio K_{ser} (N/mm)
Prego – ϕ 5,4 mm	30.767	6.369
Prego – ϕ 6,58 mm	30.757	5.403
Parafuso – ϕ 9,525 mm	30.700	11.102
Parafuso – ϕ 12,7 mm	36.455	14.515

Viga mista de madeira-concreto, com seção transversal em T solidarizada por pinos metálicos, foi modelada pelo Método dos Elementos Finitos e apresentada em Moreira e Chahud (2002). A viga analisada numericamente foi executada usando-se pregos ϕ 3,6 x 52,7, sem prévia furação e espaçados a cada 15 cm, como elementos de conexão. O módulo de deslizamento da conexão foi avaliado previamente e estimado em $K= 3.125$ N/mm. A viga, com comprimento de 3,2 m, foi ensaiada à flexão até a ruptura. Os resultados da simulação numérica e obtidos experimentalmente apresentaram boa concordância.

Em Matthiesen e Segundinho (2002) expõe-se o estudo do comportamento dos pregos (diâmetro de 7 mm), parafusos auto-atarrachantes (diâmetros de 10 e 12,5 mm) e pinos de aço (diâmetros de 12,5, 16, 20 e 25 mm) na ligação madeira-concreto, objetivando quantificar a resistência da ligação e seu módulo de deslizamento. Os autores utilizaram a cupiúba (*Goupia glabra*) e concreto com resistência à compressão média de 38 MPa na confecção de lotes constituídos de seis corpos-de-prova para cada tipo de conector pesquisado, sendo três com inclinação de 50° em relação às fibras da madeira, formando um X de cada lado, e os outros

três com inclinação de 90°. Na Tab. 2.3 estão indicadas as resistências, bem como os respectivos módulos de deslizamento das ligações (módulo secante). A resistência das ligações foi determinada segundo os critérios da NBR 7190 (1997), que a convencionou como sendo a força aplicada a um corpo-de-prova padronizado, que provoca na ligação uma deformação específica residual de 2‰.

Tabela 2.3 – Resistência das ligações e módulo de deslizamento.
Fonte: Matthiesen e Segundinho (2002)

Conector	Resistência (N)	Módulo de deslizamento (N/mm)
Pregos 26 x 72 – modo 1	22.500	42.870
Pregos 26 x 72 – modo 2	23.070	125.110
Parafusos ϕ 9,5 mm – modo 1	26.300	38.410
Parafusos ϕ 9,5 mm – modo 2	36.640	397.210
Parafusos ϕ 12,5 mm – modo 1	35.700	73.420
Parafusos ϕ 12,5 mm – modo 2	51.660	263.320
Pinos ϕ 12,5 mm – modo 1	48.070	624.920
Pinos ϕ 12,5 mm – modo 2	44.100	271.910
Pinos ϕ 12,5 mm – modo 3	42.190	295.040
Pinos ϕ 16 mm – modo 3	41.860	171.350
Pinos ϕ 20 mm – modo 3	41.570	1.265.800
Pinos ϕ 25 mm – modo 3	46.570	883.000

Obs.: modo 1 – conectores instalados perpendicularmente às fibras da madeira
modo 2 – conectores instalados formando X
modo 3 – conectores instalados formando 50° com as fibras da madeira

Os autores observaram que os pinos de aço têm uma boa capacidade de carga e uma excelente rigidez na ligação. Também concluíram que a maneira como os parafusos são instalados nos corpos-de-prova influi consideravelmente na deformação da ligação. Os corpos-de-prova com parafusos instalados perpendicularmente às fibras da madeira apresentaram grandes deformações iniciais e também ao longo do carregamento, enquanto

que aqueles que tiveram os parafusos instalados em forma de X apresentaram pequenas deformações ao longo do ensaio.

Em Segundinho e Matthiesen (2002) apresentam-se os resultados de quatro vigas mistas, as quais foram confeccionadas utilizando-se a cupiúba (*Goupia glabra*) e pinos metálicos obtidos a partir do fracionamento de barras de aço trefilado para concreto armado (diâmetro de 12,5 mm e 128 mm de comprimento), espaçados a cada 10, 15 e 20 cm. Os conectores foram instalados formando um ângulo de 50° com as fibras da madeira, com penetração de 64 mm. O objetivo desse trabalho foi estudar a influência da variação do espaçamento dos conectores na rigidez do sistema, representado na Tab. 2.4. A eficiência do espaçamento entre os conectores pode ser observada na última coluna da tabela, em que se compara a rigidez das vigas mistas com a rigidez das vigas sem o sistema de conexão.

Tabela 2.4 – Influência do espaçamento entre conectores nas vigas mistas de madeira-concreto. Fonte: Segundinho e Matthiesen (2002)

Vigas	Espaçamento entre os conectores (cm)	Ruptura (kN)	Rigidez EI
V1	10	52,00	4,77 vezes
V2	10	53,59	4,42 vezes
V3	15	70,00	4,57 vezes
V4	20	45,90	3,26 vezes

Estudos realizados com duas vigas mistas de seção T, com alma de MLC e mesa de concreto armado, solidarizadas por placas de metal com dentes estampados, são apresentados em Mantilla Carrasco et al. (2004). As vigas de MLC, com dimensões de 10 x 30 x 420 cm, foram fabricadas utilizando-se lâminas de *Eucalyptus Grandis* com 2,7 cm de espessura e o concreto com resistência média à compressão de 24 MPa e módulo de elasticidade de 24.500 MPa. Foram realizados ensaios de cisalhamento para a determinação do módulo de

deslizamento da conexão, adotando-se o valor médio de 18.369 kN/mm. Os autores constataram que a grande quantidade de furos alinhados, presentes nas chapas com dentes estampados, criaram trechos frágeis, os quais permitiram um aumento do deslizamento da ligação e a conseqüente redução do desempenho do sistema misto.

Ainda referindo-se aos estudos expostos em Mantilla Carrasco et al. (2004), antes de receberem a laje de concreto armado, as vigas de MLC foram submetidas à flexão para determinação de seus limites elásticos. Os autores observaram que a associação da laje de concreto à essas vigas, por meio das chapas com dentes estampados, proporcionou um aumento de 26% na capacidade última de carregamento do sistema. Também realizaram comparações dos resultados experimentais com os obtidos por meio de simulação numérica, realizada no ANSYS versão 5.7. Os resultados mostraram boa concordância no trecho de comportamento elástico-linear dos elementos de ligação.

Em Nicolas et al. (2004) apresentam-se os procedimentos para a determinação do módulo de deslizamento de pregos (diâmetro de 5,4 mm) e parafusos (diâmetros de 9,525 e 12,7 mm), por meio de ensaios de cisalhamento, em que foi utilizada a cupiúba (*Goupia glabra*) e concreto com resistência média à compressão aos 28 dias de 22 MPa. Foram comparados os resultados experimentais com os valores determinados segundo as recomendações do EUROCODE 5 (1993), para a verificação dos Estados Limites de Utilização, ou seja:

$$K_u = 0,125 \cdot d \cdot E_{w,0} \quad [2.4]$$

em que d é o diâmetro do conector e $E_{w,0}$ é o módulo de elasticidade da madeira medido na direção paralela às fibras. Os autores observaram que os valores calculados segundo o EUROCODE 5 (1993) são bem superiores aos valores obtidos nos ensaios.

Por fim, em Segundinho e Matthiesen (2004) encontram-se as investigações dos comportamentos de pinos no sistema misto de madeira-concreto, os quais foram obtidos a partir de barras de aço trefilado para concreto armado, colados perpendicularmente às fibras da madeira (*Goupia glabra*) utilizando-se o adesivo poliuretano à base de resina de mamona. Os pinos ensaiados tiveram o diâmetro de 12,5 mm e comprimento de 150 mm, sendo 100 mm penetrados na madeira. Foram produzidas e ensaiadas quatro vigas mistas de madeira-concreto, com pinos espaçados a cada 10 e a cada 15 cm. Verificaram que os deslocamentos verticais, calculados segundo a NBR 7190 (1997) e EUROCODE 5 (1993), são menores que os deslocamentos obtidos experimentalmente. Constataram também que as vigas, cujos pinos foram espaçados a cada 10 cm, conseguiram suportar forças aproximadamente 19% maiores que aquelas cujos pinos foram colocados a cada 15 cm, para um mesmo deslocamento vertical.

2.3.4 Sistemas de conexão

O compósito de madeira-concreto funciona adequadamente quando se inclui um sistema apropriado de ligação entre os dois materiais, pois a interação entre os materiais enrijece o sistema estrutural. É usual o emprego de elementos metálicos, tais como: pregos, parafusos, anéis, chapas com dentes estampados e pinos, conforme apresentado em Ceccotti (1995), que por apresentarem deformações e permitirem o deslizamento são chamadas de *ligações flexíveis*.

Para haver uma redução de flechas de aproximadamente 75% no sistema misto madeira-concreto, em Soriano (2001) ressalta-se que a ligação deve ter uma eficiência muito

elevada. Nos ensaios realizados em sua pesquisa em vigas de seção T, obteve uma redução de flechas da ordem de 72% quando empregou o adesivo epóxi na interface madeira-concreto.

Embora a ligação por meio de adesivo epóxi apresente um desempenho mecânico satisfatório, seu custo é elevado e, dessa maneira, é comum a utilização das ligações flexíveis constituídas principalmente por conectores metálicos. Os conectores não devem ser apenas econômicos, mas precisam garantir uma boa composição entre as partes.

Muitos tipos de conectores têm sido estudados visando à produção dos sistemas mistos e os ensaios realizados fornecem informações importantes a respeito das características de flexão e grau de composição encontrados. Devido à grande variedade de conectores e em função da complexidade na atuação, a resistência e ductilidade dos conectores são sempre determinadas experimentalmente. Para tanto, tem sido freqüente a utilização de corpos-de-prova de cisalhamento, como mostra a Fig. 2.11. Como não há normalização para o ensaio, percebe-se que os pesquisadores foram realizando adaptações nas dimensões e configurações do modelo, às vezes colocando o concreto na parte externa do corpo-de-prova e outras vezes invertendo essa situação.

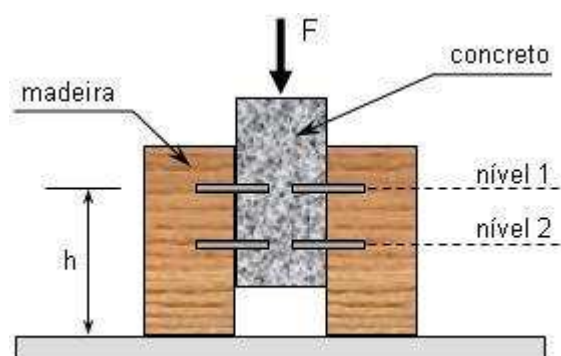


Figura 2.11 – Elevação do corpo-de-prova utilizado em ensaios de cisalhamento

Cabe ressaltar que, nesse tipo de ensaio, os conectores são carregados diretamente. Contudo, as forças induzidas na conexão de um sistema misto não são as mesmas observadas

nos corpos-de-prova de cisalhamento, podendo resultar em diferentes resistências, assim como em diferentes modos de ruptura. Conseqüentemente, os resultados desses ensaios devem ser interpretados com cautela.

Baseando-se em resultados experimentais, em Oehlers e Bradford (1995) comenta-se que a geometria e o *layout* dos corpos-de-prova podem ter influência significativa na resistência dos conectores, destacando-se os parâmetros: a altura dos conectores acima da base, indicada por *h* na Fig. 2.11, o número de níveis de conectores, o número de conectores por nível e a forma de vinculação à base. Além do mais, a largura da parte de concreto é, normalmente, muito menor do que se observa nas lajes que compõem o sistema misto e, assim, está muito mais suscetível à falhas por fissuração ou forças de embutimento.

Os conectores podem ser adequadamente dispostos ao longo do comprimento da viga, de modo que suportem às forças aplicadas e são fixados à madeira, geralmente, com adesivo epóxi. Uma observação importante relacionada à fixação dos conectores é que o adesivo epóxi não adere bem à madeira tratada com produtos químicos oleosos, que são comumente empregados na construção de pontes. Dessa forma, na hipótese de utilização desse tipo de tratamento, os conectores devem ser instalados antes da aplicação dos preservativos.

Em Yttrup e Nolan (2005) revelam-se os resultados dos testes realizados em vigas de LVL (*Laminated Veneer Lumber*), sobre as quais foi associada uma laje de concreto armado. O maior acréscimo alcançado na rigidez ocorreu quando, na parte superior das vigas, foram efetuados entalhes, os quais foram preenchidos pelo concreto, pois esse sistema distribuiu as forças de cisalhamento por uma maior área de madeira. Observou-se, ainda, que o simples engastamento da viga de madeira dentro da laje de concreto já foi suficiente para produzir uma interação significativa entre os materiais. Isso se deve, parcialmente, ao inchamento do LVL e à retração do concreto, forçando a madeira e promovendo atrito entre as partes.

Conectores metálicos resistentes ao cisalhamento estão sujeitos à fadiga. Para se evitar os conectores mecânicos, uma solução envolve o conceito de viga embutida no concreto armado. A viga de madeira é posicionada no interior da laje de concreto armado para gerar fricção, adesão e travamento mecânico capazes de resistir ao cisalhamento. Para melhorar a transferência de cisalhamento diretamente na interface madeira-concreto, empregam-se rugosidades na forma de furos rasos com diâmetro de 20 mm e uma profundidade máxima de 10 mm, conforme Fig. 2.12.

Os furos asseguram uma transferência muito rígida de forças e, estando totalmente confinados, são muito fortes. O espaçamento de 100 mm entre os furos foi adotado em três ensaios, conforme Yttrup (2005). Há indicações de que espaçamentos menores possam ser usados. A pequena escala e proximidade dos furos concordam com a boa prática de engenharia de madeiras, em que muitos e pequenos conectores são preferíveis àqueles de grandes dimensões.

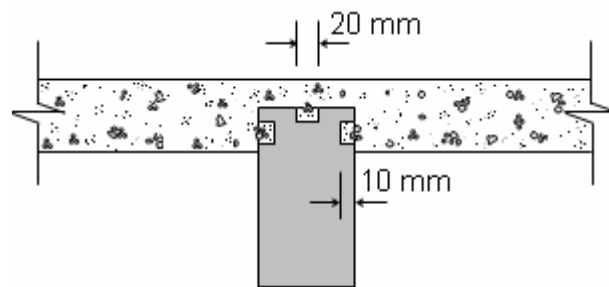


Figura 2.12 – Ligação madeira-concreto sem pinos metálicos

O sistema de ligação também pode ser obtido, de forma fácil e econômica, por meio de barras de aço trefilado coladas em furos, as quais podem ser fixadas perpendicularmente às fibras da madeira ou inclinadas, geralmente utilizando-se adesivo epóxi. Quando dispostas de forma inclinada e alternada, o sistema recebe o nome de conexão em X, que, segundo Pigozzo (2004), apresentou rigidez de duas a três vezes maiores quando comparadas aos conectores perpendiculares, dependendo do diâmetro considerado.

Em Madsen (1996) relatam-se as investigações relativas ao efeito das variações de posição das barras de aço coladas, encontrando-se excelentes resultados para as barras inclinadas em relação às fibras da madeira e coladas com epóxi. Essa pesquisa foi inspirada no trabalho do russo Stanislav Turkovskij, que fixou barras de aço na MLC formando um ângulo de 30° com a direção das fibras da madeira. Nessas condições, as barras de aço conseguem transmitir forças em suas direções até o limite da capacidade do aço; transmitem esforços para uma maior região da peça de madeira, permitindo uma melhor distribuição de tensões; são menos vulneráveis às rachaduras da madeira na região de ligação; aumentam a resistência da madeira ao cisalhamento e apresentam excelente comportamento de grupo.

A investigação do comportamento dos conectores de barras de aço, colados com resina poliuretana bi-componente à base de óleo de mamona e resina epóxi, é exposta em Pigozzo (2004). Para tanto, foram produzidos corpos-de-prova a partir de pranchas de *Pinus oocarpa* com densidade aparente variando entre 450 e 550 kg/m³ e de Eucalipto citriodora com densidade aparente variando entre 950 e 1.100 kg/m³. Os conectores resultaram do fracionamento de barras de aço trefilado CA-50, com diâmetros de 6,3, 8, 10 e 12,5 mm. Nos experimentos foram avaliadas as variações das resistências de ancoragens desses conectores, incluindo-se a modificação no posicionamento das barras em relação às fibras da madeira nas direções: 0°, 45° e 90°. Também se avaliou a resistência de ancoragem em vigas roliças de Eucalipto citriodora, tratadas com o preservativo CCA. Observou-se grande rigidez e elevada resistência no sistema de conexão do tipo X, em que o valor da resistência última se aproximou muito da capacidade máxima de carga do corpo-de-prova.

Descrevendo o comportamento de pinos metálicos empregados como sistema de conexão em estruturas mistas de aço-concreto, em Oehlers e Bradford (1995) afirma-se que a resistência ao cisalhamento (R_{\max}) desses conectores é função dos seguintes parâmetros:

$$R_{\max} = f(A_d, f_u, f_c, E_c/E_s) \quad [2.5]$$

em que:

A_d = área da seção transversal do conector

f_u = resistência à tração do aço do conector

f_c = resistência à compressão do concreto

E_c/E_s = razão modular

Em Weaver (2002) também se expõem as análises, em ensaios de cisalhamento, do comportamento dos conectores obtidos a partir de barras de aço trefilado, como ilustra a Fig. 2.13. Dos sete corpos-de-prova produzidos, quatro deles foram utilizados como controle e foram carregados até a ruptura sem serem submetidos a carregamento cíclico. Os outros três corpos-de-prova foram submetidos a carregamentos variando entre 2.000.000 e 2.500.000 ciclos, com amplitudes constantes e cujos parâmetros são mostrados na Fig. 2.14. Após esse ciclo de carregamento, os mesmos também foram carregados até a ruptura.

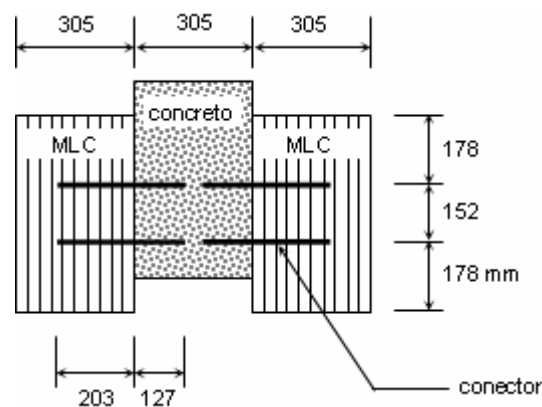


Figura 2.13 – Corpo-de-prova para ensaio dos conectores sob cisalhamento. Fonte: Weaver (2002)

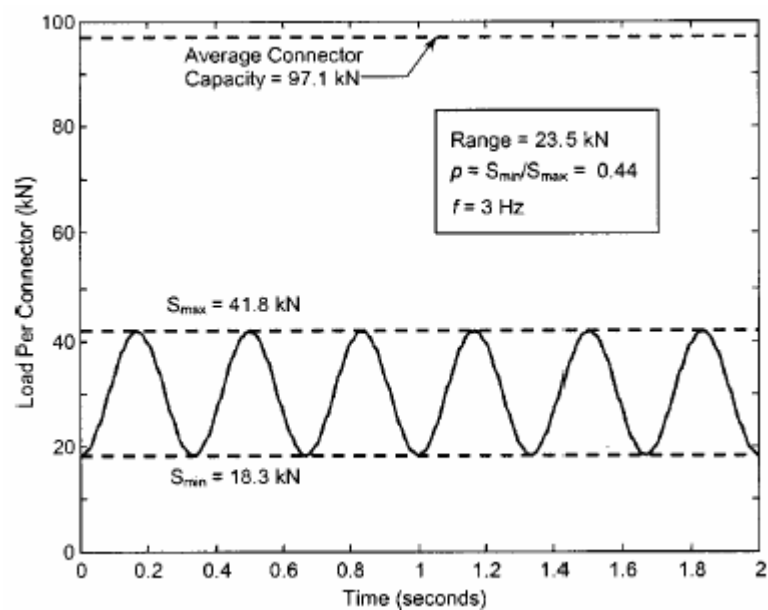


Figura 2.14 – Parâmetros dos ensaios de fadiga nos conectores. Fonte: Weaver et al. (2004)

A resistência última média dos corpos-de-prova sujeitos ao carregamento cíclico foi 3,1% superior à resistência média última dos corpos-de-prova de controle, isto é, que não foram submetidos ao carregamento cíclico, conforme dados apresentados na Tab. 2.5. A força de ruptura média, por conector, foi de 96,7 kN para os corpos-de-prova que não foram submetidos ao carregamento cíclico e de 100 kN para aqueles que foram submetidos ao carregamento cíclico. Por essa razão, parece que o carregamento repetitivo não tem efeito na resistência última dos corpos-de-prova.

Tabela 2.5 – Resistência última dos corpos-de-prova. Fonte: Weaver (2002)

Corpo-de-prova	Número de ciclos	Resistência última (kN)
1	2.000.000	387
2	2.500.000	405
3	2.000.000	405
4	0	378
5	0	369
6	0	387
7	0	414

Entretanto, como relata o autor, enquanto os corpos-de-prova foram submetidos ao carregamento cíclico, os conectores esmagaram a madeira em contato, causando um deslizamento permanente na interface madeira-concreto. Embora o deslizamento não afete a força última nos ensaios de cisalhamento, ele causa uma perda de rigidez do conector e da composição da seção mista. Por essa razão, esse deslizamento tende a aumentar as tensões de flexão nas vigas de pontes.

Define-se como *rigidez* do conector a inclinação da curva força-deslizamento. Um deslizamento inicial na interface madeira-concreto contribui para redução da rigidez. Por esse motivo, nos estudos revelados em Weaver (2002), a rigidez efetiva da conexão correspondente ao carregamento máximo de projeto foi determinada pela divisão da carga de projeto de 169 kN pelo deslizamento correspondente àquele ponto. A degradação da rigidez encontra-se ilustrada na Fig. 2.15. Observa-se que a rigidez da conexão degrada-se e, então, praticamente cessa quando se aproxima de 2.000.000 a 2.500.000 de ciclos de carregamento.

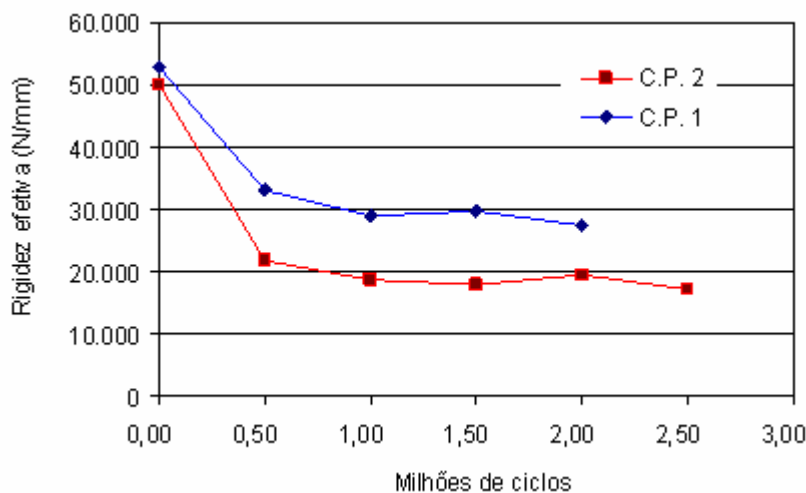


Figura 2.15 – Degradação da rigidez dos conectores em dois corpos-de-prova.
Fonte: Weaver (2002)

Com o intuito de realizar a conexão entre vigas de aço e laje de concreto, no final dos anos 80 foi desenvolvido um elemento de conexão constituído por uma chapa de aço perfurada, também conhecido por *perfobond*, ilustrado na Fig. 2.16. Nas estruturas mistas de aço-concreto esse conector é soldado na mesa da viga de aço por meio de solda contínua ou intermitente.



Figura 2.16 – Conector tipo *perfobond*. Fonte: Valente e Cruz (2004)

Os “pinos” de concreto que se formam através dos furos, junto com uma armadura transversal de reforço, fornecem resistência ao cisalhamento e mantêm unidos os materiais. A resistência ao cisalhamento dos conectores formados por chapas perfuradas é geralmente alta, independente da forma de abertura dos furos. Algumas possíveis formas de aberturas dos furos são citadas em Machacek e Studnicka (2002) e representadas na Fig. 2.17. Simplicidade e excelente performance na resistência ao cisalhamento credenciam esses conectores para o uso em vigas mistas de grandes vãos, tanto em estruturas de edificações como também em pontes.

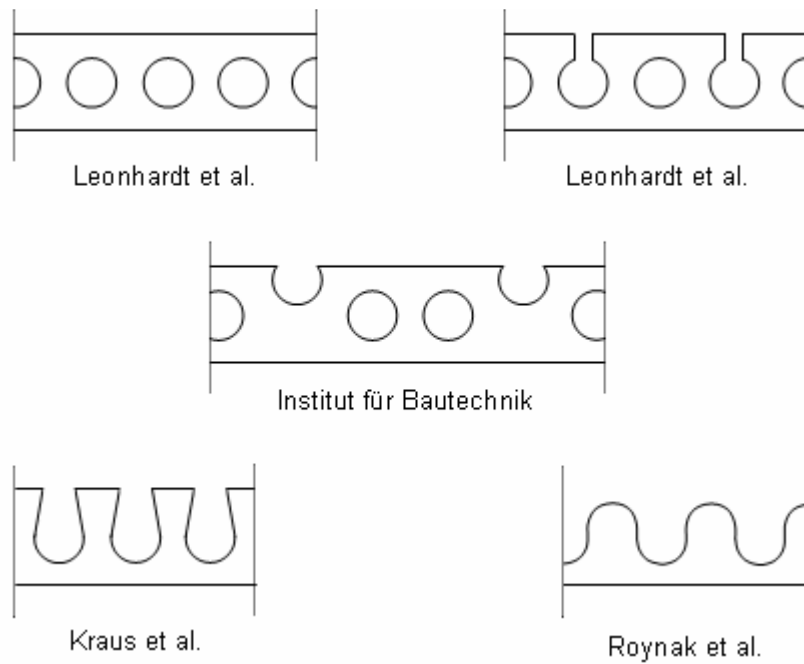


Figura 2.17 – Formas de aberturas de furos. Fonte: Machacek e Studnicka (2002)

Ensaio com conectores formados por chapas perfuradas com 10 mm de espessura e furos com diâmetros de 32 mm e 60 mm, conforme Fig. 2.18, foram realizados e seus resultados publicados em Machacek e Studnicka (2002). Os ensaios provaram que não houve diferença na resistência do conector quando a armadura transversal foi inserida tanto nos furos abertos quanto nos furos fechados do conector. Também foi proposta uma modificação no conector, para uso em lajes mais espessas, em que os furos foram realizados apenas na parte superior do conector, sendo adequado para estruturas em que lajes de concreto pré-moldado, de menor espessura, são utilizadas como fôrmas.

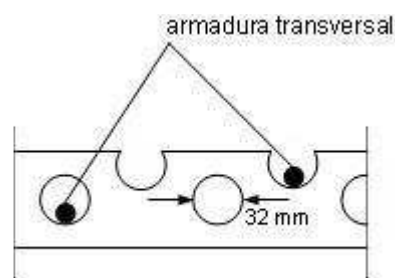


Figura 2.18 – Conector tipo chapa perfurada com armadura transversal. Fonte: Machacek e Studnicka (2002)

Os resultados e análises estatísticas permitiram a determinação das resistências ao cisalhamento médias, características e de projeto para esses conectores, que dependem da quantidade de armadura transversal inserida nos furos. Os valores de resistência propostos para o conector com furos de 32 mm de diâmetro foram verificados com sucesso em ensaios de três vigas, com 6 metros de comprimento. Todavia, as recomendações contidas no texto são válidas apenas para carregamento estático. Ensaio de fadiga estavam em andamento na ocasião de publicação do artigo.

Por sua vez, em Gutkowski et al. (2004) relatam-se os estudos realizados a partir da utilização de um tipo especial de conector – inicialmente desenvolvido no *Swiss Federal Institute of Technology*, em Lausanne – que é instalado em entalhes efetuados na madeira e encontra-se representado na Fig. 2.19. O escorregamento é resistido pelas forças que atuam no apoio do entalhe. A pequena parcela vertical da força de apoio é resistida pelo parafuso. Para esses conectores, os autores encontram módulo de deslizamento variando de 11.600 kN/mm a 38.300 kN/mm, com um valor médio de aproximadamente 23.800 kN/mm.

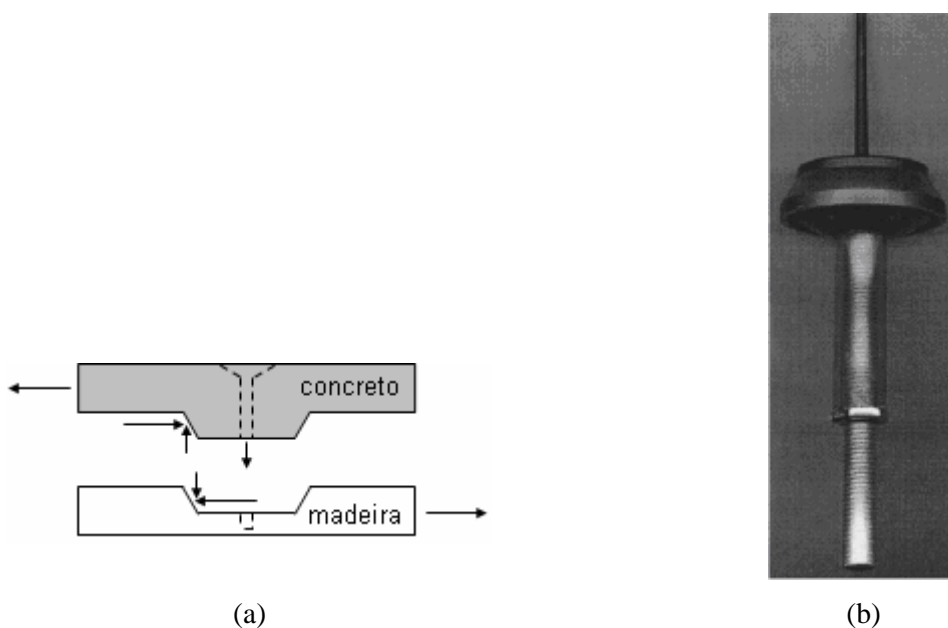


Figura 2.19 – Conector metálico: (a) Diagrama de corpo-livre na interface madeira-concreto; (b) Conector Hilti. Fonte: Gutkowski et al. (2004)

2.3.4.1 Resinas sintéticas estruturais

As resinas sintéticas estruturais mais utilizadas em estruturas de madeira são classificadas em três grupos: as fenol-resorcinol-formoldeídos (PRF), as poliuretanas (PUR) e as epóxis (EP). São nítidos os avanços que essas resinas vêm experimentando ao longo do tempo, cuja confirmação provém dos contínuos progressos em suas propriedades. Dessa forma, muitas informações e resultados obtidos há alguns anos não mais se aplicam às novas resinas.

Em Gardner (1994) se apresentam os testes realizados com três adesivos, focando o desenvolvimento de sistemas de reforços para estruturas de MLC, e concluiu-se que a resina epóxi é, claramente, o adesivo mais adequado para os reforços ou colagens de elementos de aço em peças de madeira. Esses ensaios contrariaram as hipóteses preliminares de que a resina epóxi poderia apresentar ruptura frágil com o aumento da temperatura ou em situações de solicitação por cargas de longa duração.

Atualmente, a resina epóxi é a mais indicada para a ancoragem de barras de aço em peças estruturais de madeira, pois permite o desenvolvimento de ligações simples, fáceis de serem executadas, resistentes e duráveis. Devido ao seu excelente desempenho, esse tipo de conexão tem recebido atenção e reconhecimento, constituindo-se em objeto de constantes pesquisas.

Em Buchanan e Moss (1999) destaca-se que as resinas epóxis de alta viscosidade devem ser evitadas, pois apresentam adesões deficientes e conseqüentemente muitas falhas de ancoragem. Estudando o comportamento das ancoragens, os autores observaram que as forças de ruptura são aproximadamente proporcionais ao comprimento de ancoragem e aos diâmetros das barras. Sinteticamente, os autores relatam que:

- A melhor performance estrutural é conseguida utilizando-se um maior número de barras com menores diâmetros, ao invés de poucas barras com maiores diâmetros. Seus estudos contemplaram a utilização de barras com diâmetros de 10 a 24 mm.
- Não há acréscimos significativos de resistência para as ancoragens com comprimentos superiores a vinte vezes o diâmetro da barra.
- A distância mínima do centro da barra à face da peça de madeira não deve ser inferior a 1,5 vezes o diâmetro da barra.
- O diâmetro do furo deve ser, preferencialmente, maior que 1,25 vezes o diâmetro da barra. Contudo, apesar dos furos maiores permitirem tolerâncias, eles não devem ser superiores a 1,5 vezes o diâmetro da barra.
- Se forem usadas duas ou mais barras em uma mesma linha, elas devem ter afastamentos de centro a centro de pelo menos dois diâmetros.
- A melhor precaução é colar madeiras com umidade abaixo da umidade de equilíbrio esperada e em condições que assegure que o teor de umidade da madeira permaneça abaixo de 22%.

Ao pesquisar a resina poliuretana de óleo de mamona para a colagem de pinos metálicos na madeira, Pigozzo (2004) concluiu que ela não foi adequada para os fins propostos, considerando o pouco tempo disponível para a sua aplicação após a mistura dos componentes e o modo de ruptura frágil, resultante da incorporação de CO₂ decorrente da reação química com a umidade da madeira. Também afirma que é imprescindível conhecer o comportamento da resina estrutural na madeira utilizada, pois algumas espécies podem conter essências ou oleosidades próprias, que poderão diminuir a adesão sobre as suas superfícies.

2.4 Casos especiais de estruturas mistas de madeira-concreto

Embora as estruturas mistas de madeira-concreto apresentem-se como uma alternativa viável para diversas aplicações, as limitações dimensionais oferecidas pelas madeiras serradas e roliças influenciaram no surgimento da associação entre vigas de MLC e concreto. Todavia, essa última hipótese esbarra nas deficiências demonstradas pelas vigas de MLC, com destaque para o seu modo de ruptura frágil, evidenciado pela presença das emendas coladas. Dessa forma, surge a idéia de reforçar as vigas de MLC com fibras sintéticas para associá-las, posteriormente, com a laje de concreto e, assim, constituindo-se no principal objeto de estudo desta pesquisa.

2.4.1 Estruturas mistas de MLC-concreto

Para usufruir plenamente dos benefícios proporcionados pelas estruturas mistas de madeira-concreto, é imperativo transpor as limitações dimensionais impostas pela madeira serrada ou pelos roliços. A utilização das vigas de MLC, para esse fim, mostrou-se uma opção viável e capaz de estimular as pesquisas que se descrevem nesta seção.

Baseando-se em um monitoramento de cinco anos, em Capretti e Ceccotti (1996) se relatam o comportamento experimental de duas vigas mistas de MLC-concreto submetidas a carregamento de longa duração e expostas às intempéries. O sistema investigado é composto de duas vigas paralelas de MLC (125 x 500 x 6000 mm), mecanicamente conectadas a uma laje de concreto executada sobre uma chapa de aço corrugada (comprimento de 6 m; largura de 1,5 m; espessura da laje de 50 mm; altura da chapa corrugada de 50 mm). Os conectores são produzidos a partir de barras de aço trefilado para concreto armado com diâmetro de 14

mm, fixados com resina epóxi. O espaçamento entre conectores varia entre 150 mm (próximo aos apoios) e 450 mm na região central.

Esses modelos foram submetidos a dois tipos de ensaios: um carregamento uniformemente distribuído de curta duração, equivalente a 1,25 vezes a carga de projeto, e outro de longa duração, em que o carregamento equivalente a $\frac{1}{4}$ da carga de projeto foi mantido por cinco anos. Além dos deslizamentos na interface madeira-concreto e das deformações no meio do vão, foram também monitorados o teor de umidade e as taxas de retração/inchamento das peças de madeira.

Os autores observaram uma forma alternada nos diagramas de deslocamento vertical e deslizamento, com trechos ascendentes e descendentes, que pode ser explicada combinando-se os dados de umidade e retração/inchamento. A retração da madeira diminui os deslocamentos verticais e aumenta os deslizamentos, enquanto que o inchamento da madeira transforma-se em acréscimo nas deflexões e diminuição dos deslizamentos.

Em Takac (1996) expõe-se o comportamento reológico de estruturas mistas de MLC-concreto, com vãos de 3,2 m, utilizando um modelo constituído por uma laje de concreto armado com dimensões 350 x 90 x 7 cm e duas vigas de MLC (lâminas de 20 mm) com dimensões 350 x 20 x 14 cm, espaçadas de 60 cm (centro). Foram usados conectores metálicos espaçados a cada 20 cm. Submeteu-se o modelo a um carregamento aplicado em duas fases: na primeira fase o modelo foi submetido a 66% da carga de projeto, seguido de um descarregamento; na segunda fase de carregamento, submeteu-se o modelo a dois ciclos de carregamento. O deslocamento vertical máximo medido, depois de completados os ciclos de carregamento, foi de 6,026 mm.

A investigação da composição MLC-concreto, considerando a inserção parcial da viga de madeira na laje de concreto armado, encontra-se relatada em Yttrup (1996). Foram comparadas as situações: (a) utilização de conectores para unir a MLC ao concreto; (b) a não-

utilização de conectores, executando-se entalhes (cavas) na madeira que foram preenchidos pelo concreto. O autor lembra que os conectores de aço, tais como parafusos e pregos, podem ser propensos à fadiga. Analisou-se, dentre outras possibilidades, o modelo composto por uma laje de concreto (540 x 145 x 12 cm) e duas vigas paralelas de MLC (540 x 30 x 11 cm). Foram feitos entalhes nas vigas de MLC com largura de 20 mm e profundidade de 10 mm, que ficaram embutidos na mesa de concreto. As vigas de MLC foram carregadas previamente, antes da colocação da laje de concreto, para medir suas rigidezes. Verificou-se, então, que a inserção da laje de concreto aumentou a rigidez das vigas de MLC em aproximadamente quatro vezes.

Em Van der Linden e Blass (1996) expõem-se os resultados dos ensaios de flexão em vigas mistas de MLC-concreto, solidarizadas por conectores com dentes estampados. Adicionalmente, foi desenvolvido um modelo de simulação baseado no Método dos Elementos Finitos, o qual foi verificado com sucesso. Em seguida, realizaram várias simulações considerando diferentes geometrias, o que resultou numa distribuição estatística da capacidade de carga de cada uma delas. Determinaram as resistências características para as diferentes geometrias e a força de ruptura.

Em trabalho publicado por Mantilla Carrasco et al. (2004), a associação de vigas de MLC com uma mesa de concreto foi analisada experimentalmente e numericamente. Foram fabricadas três vigas com 4 m de vão e a laje de concreto foi solidarizada à viga de MLC por meio de chapas metálicas com dentes estampados. O módulo de deslizamento do sistema de ligação foi determinado experimentalmente por meio de ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova. Os resultados finais de deslocamentos e tensões foram compatíveis com os resultados experimentais, demonstrando que o modelo numérico desenvolvido foi apropriado para a simulação da viga mista analisada. A análise experimental dessas vigas demonstrou a viabilidade do tipo de ligação utilizada. Além disso, as chapas metálicas comportaram-se com

bastante eficiência, mostrando-se capazes de suportar esforços transversais, além de impedir a separação vertical entre as partes. Observou-se um aumento em torno de 26% na capacidade última de carregamento do sistema misto em relação à viga simples.

2.4.2 Estruturas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras

A evolução que se percebe na utilização das vigas de MLC, especialmente na construção de pontes de madeira, encontra-se ilustrada esquematicamente na Fig. 2.20. Em Weaver (2002) ressalta-se que as vigas de MLC – primeira situação no esquema da Fig. 2.20 – possuem resistência limitada pelos defeitos e as deformações geralmente controlam os limites do projeto. Na situação intermediária, em que as vigas de MLC recebem um reforço com fibras, a resistência à flexão é melhorada; no entanto, as deformações ainda são fatores limitantes para as aplicações do material, especialmente nas vigas de grandes vãos. Na proposta final, em que se associa uma mesa de concreto às vigas de MLC reforçadas com fibras, a resistência à flexão é melhorada e, ao mesmo tempo, as deformações são reduzidas significativamente, especialmente quando comparadas à solução inicial.



Figura 2.20 – Evolução dos sistemas estruturais para pontes de vigas de madeira.
Fonte: Adaptado de Weaver (2002)

Em Brody et al. (2000) relatam-se as investigações realizadas acerca do comportamento das vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro associadas com uma mesa de concreto, cuja seção transversal encontra-se representada na Fig. 2.21. Na etapa preliminar do trabalho foi executada uma viga, cujas dimensões estão relacionadas na Tab. 2.6. A viga de MLC foi produzida por meio da colagem de seis lâminas de *Eastern Hemlock* (módulo de elasticidade de 8.550 MPa, resistência média à compressão paralela às fibras de 31 MPa e resistência média à tração paralela às fibras de 19,35 MPa), utilizando-se adesivo fenol-resorcinol-formaldeído. Esse adesivo também foi empregado para impregnar e colar o tecido de fibras de vidro na região tracionada da MLC.

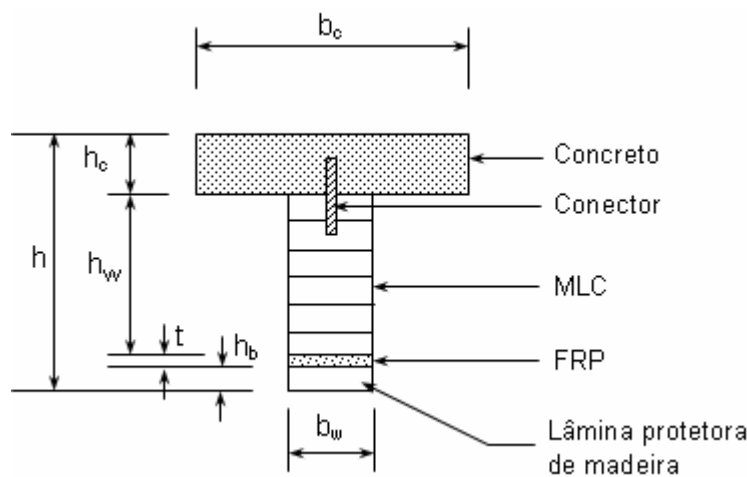


Figura 2.21 – Seção transversal da viga mista. Fonte: Brody et al. (2000)

Tabela 2.6 – Dimensões da viga 1. Fonte: Brody et al. (2000)

Viga	b_c (mm)	h_c (mm)	b_w (mm)	h_w (mm)	h_b (mm)	t (mm)	Comprimento total (mm)
1	300	72	84	225	38	9,6	2.438

Parafusos de 3/8" x 6" foram fixados ao longo do topo da peça de MLC a cada 7,6 cm e serviram como elementos de conexão entre o concreto e a MLC. O concreto, preparado com agregado leve, teve módulo de elasticidade médio de 19.650 MPa e resistência média à

compressão de 33,87 MPa, determinados por ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos de 150 x 300 mm.

O tecido de fibras de vidro, unidirecional, utilizado como reforço na região tracionada da MLC, foi ensaiado de acordo com a ASTM D 3039, apresentando as características indicadas na Tab. 2.7.

Por meio de uma força aplicada no meio do vão – com valor máximo de 50 kN – a viga foi submetida à flexão, porém permanecendo no regime de comportamento elástico-linear dos materiais. A mesma viga foi ensaiada considerando-se os vãos $L= 2,134$ m e $L= 1,829$ m, sendo os ensaios conduzidos em conformidade com a ASTM D 198 – *Standard test methods of static tests of lumber in structural sizes*.

Tabela 2.7 – Propriedades do tecido de fibras de vidro utilizado na tração.
Fonte: Brody et al. (2000)

Módulo de elasticidade médio (MPa)	Resistência média à tração (MPa)	Espessura da lâmina (mm)
40.376	405,19	0,6858

Foi empregado o Método da Seção Transformada para estimar as flechas assumidas pela viga mista de MLC-concreto. Os autores lembram que os limites dos deslocamentos verticais correspondem às condições impostas pelos Estados Limites de Serviço e, que nessas condições, a estrutura tem um comportamento elástico-linear.

A avaliação dos deslocamentos verticais da viga mista foi feita considerando-se a parcela de contribuição do esforço cortante, no domínio dos pequenos deslocamentos. Em Brody et al. (2000) comenta-se que esse procedimento requer o cálculo do coeficiente de cisalhamento, C , para a viga composta por camadas. Esse coeficiente de cisalhamento é igual a $C= 0,833$ para vigas de MLC com seção retangular e $C= 0,371$ para vigas mistas de MLC-

concreto reforçadas com fibras de vidro, o qual é aplicado para a seção transversal transformada. A flecha, considerando os efeitos da flexão e do cisalhamento, é então calculada por:

$$w_{\max} = w_b + w_s = \frac{FL^3}{48E_w I} + \frac{FL}{4CG_w A} \quad [2.6]$$

em que:

w_{\max} = flecha

w_b = parcela da flecha associada à flexão

w_s = parcela da flecha associada ao cisalhamento

F = força aplicada

L = vão

E_w = módulo de elasticidade médio da MLC

I = momento de inércia da seção transformada

G_w = módulo de cisalhamento médio da MLC

A = área da seção transversal transformada

C = coeficiente de cisalhamento

A distribuição das tensões de cisalhamento na seção transversal, correspondente à aplicação de uma força de 50 kN no meio do vão, é mostrada na Fig. 2.22. Observa-se que as maiores tensões de cisalhamento se desenvolvem na alma de MLC, o que pode conduzir a um prematuro modo de ruptura nessa região.

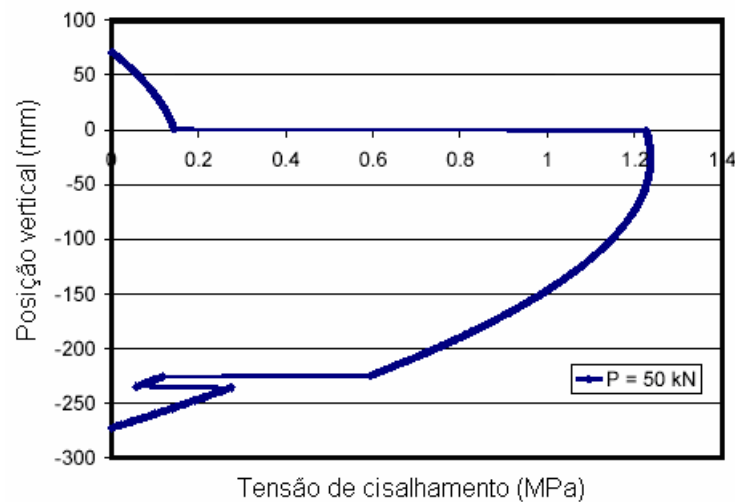


Figura 2.22 – Distribuição das tensões de cisalhamento na seção mista.
Fonte: Adaptado de Brody et al. (2000)

Empregando a análise de momento-curvatura, esses autores esboçaram as relações entre os momentos e as curvaturas para uma viga em flexão, considerando as hipóteses: (a) a laje de concreto armado está perfeitamente colada à mesa de MLC; (b) sem laje de concreto. Essa análise indicou claramente o aumento de rigidez e de resistência que é possível com a composição da seção mista. Na fase de comportamento linear, segundo Brody et al. (2000), a adição da laje de concreto aumentou a rigidez à flexão em 500% e o momento resistente dobrou.

Em Weaver (2002) se relata a avaliação do comportamento das vigas de MLC com reforço de fibras de vidro, considerando a contribuição parcial da laje de concreto armado associada. Para tanto, duas vigas mistas com 9,14 m de vão foram produzidas e cujas dimensões da seção transversal constam na Fig. 2.23. Os conectores foram espaçados a cada 30,5 cm na viga 1 e a cada 15,2 cm na viga 2. Ambas foram submetidas a carregamento repetitivo, para simular os efeitos do tráfego, variando de 38,7 kN a 98,3 kN, até atingir um total de 2.000.000 ciclos. A Fig. 2.24 ilustra o arranjo de ensaio de uma dessas vigas.

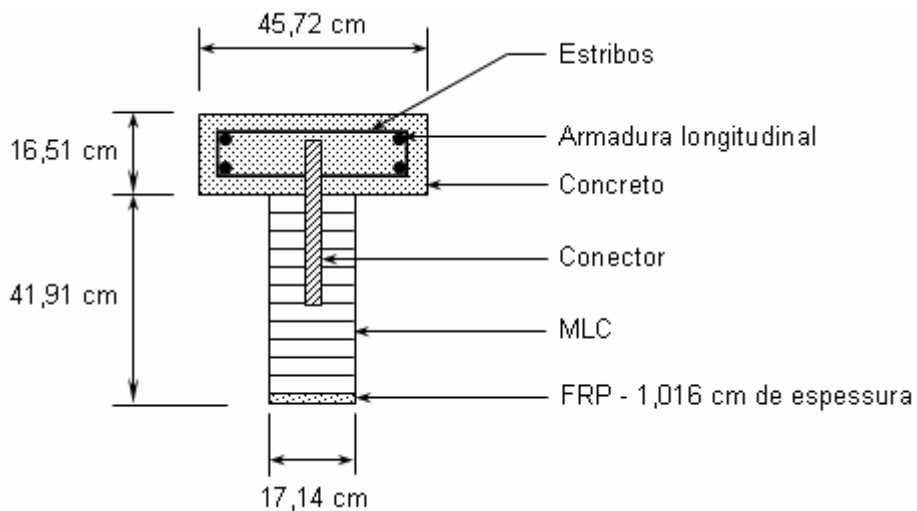


Figura 2.23 – Seção transversal da viga mista. Fonte: Adaptado de Weaver (2002)



Figura 2.24 – Viga mista de MLC-concreto reforçada com fibras de vidro: arranjo de ensaio. Fonte: Weaver (2002)

As vigas de MLC foram produzidas com *Southern pine*. Preparado com cimento de alta resistência inicial, o concreto apresentou resistência última à compressão de 34,5 MPa. Os conectores – produzidos a partir do fracionamento de barras de aço trefilado com resistência ao escoamento de 413,7 MPa – tiveram comprimento de 33 cm e foram fixados na madeira com adesivo epóxi. As fibras de vidro foram coladas à madeira usando-se o adesivo fenol-resorcinol-formaldeído.

Enquanto as vigas foram submetidas ao carregamento repetitivo, as deformações permanentes no meio do vão foram observadas, sendo diretamente proporcionais à quantidade de ciclos de carregamento aplicados. Segundo o autor, essas deformações permanentes podem ser atribuídas à fluência e a danos nos conectores causados pelo carregamento repetitivo. Observou-se, também, que a rigidez efetiva das vigas, resultante da divisão da força máxima de 98,3 kN pela deformação correspondente, reduziu à medida que foram submetidas a um maior ciclo de carregamento.

Ressalta-se, também, a importância do sistema de conexão na performance das vigas. A viga 2, cujo espaçamento entre pinos foi de 15,2 cm, mostrou-se uma solução inadequada, pois a força nela aplicada teve que ser muito grande, mas foi capaz de suportar uma força 41% maior. A viga 1 rompeu-se sob força de 222,4 kN, enquanto que a viga 2 chegou à ruptura sob a força de 313,1 kN.

As descontinuidades ocorridas na interface madeira-concreto, constatadas no gráfico que representa as deformações na seção transversal, indicam a contribuição parcial da laje de concreto na rigidez do sistema misto. A Fig. 2.25 ilustra as deformações verificadas na viga 1 para quatro forças diferentes, medidas durante o ensaio de carregamento quase estático até a ruptura.

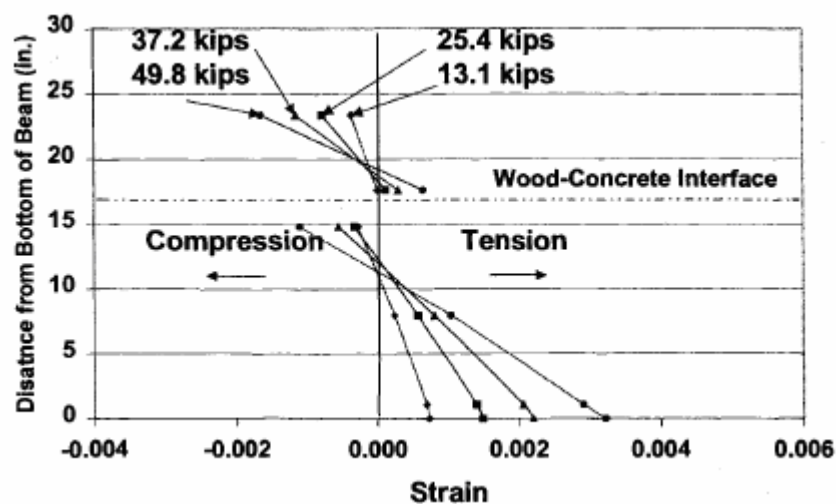


Figura 2.25 – Diagrama de deformações para a viga 1 na fase de carregamento até a ruptura.
Fonte: Weaver (2002)

A partir dos resultados obtidos na pesquisa de Weaver (2002), nota-se que a tecnologia de associação de lajes de concreto com vigas de MLC reforçadas com FRP é muito promissora, especialmente para a construção de pontes com vãos superiores a 20 m, cujas limitações dimensionais da madeira serrada ou roliça são uma realidade.

Entretanto, um sistema de conexão apropriado entre a MLC e o concreto, que atenuo o deslizamento na sua interface e aumente a eficiência do sistema misto, é condição essencial para que bons resultados sejam alcançados.

Os estudos relacionados com o tema têm sido apenas experimentais e, assim, há a necessidade de desenvolvimento de um método apropriado para a análise estrutural desses compósitos, de modo que o seu emprego nas construções se dê com segurança e economia. Conhecendo-se melhor o sistema, é possível também propor recomendações normativas.

2.5 Dimensionamento dos sistemas mistos de madeira-concreto

O dimensionamento das estruturas mistas de madeira-concreto encontra-se em fase de definição, sendo poucos os documentos normativos que mostram caminhos para a sua efetivação. A NBR 7190 (1997) não contempla esta hipótese de associação de materiais. Nesta seção, indicam-se os parâmetros que influem no dimensionamento e as teorias já consolidadas até o momento.

Diante da necessidade de análise de uma peça estrutural, a escolha do modelo de cálculo depende da natureza do fenômeno que se quer avaliar. Se a intenção é analisar o comportamento de uma peça estrutural nos Estados Limites de Serviço, os modelos elásticos devem ser suficientes, pois dificilmente haverá qualquer tipo de não-linearidade nesse nível de força. Observando os resultados dos ensaios de flexão realizados em vigas mistas, em Van

der Linden (1999) ressalta-se que os modelos elásticos não são capazes de determinar, com precisão, a capacidade última de carga do sistema, porque as não-linearidades influenciam o seu comportamento nos níveis mais elevados de carregamento.

Dois tipos de rigidezes limitam o comportamento dos sistemas mistos. Por um lado, no extremo superior, encontra-se a seção transversal plenamente composta, em que há apenas uma linha neutra e as deformações na interface madeira-concreto são as mesmas para ambos os materiais (sem deslizamento). Nesse caso, o Método da Seção Transformada é apropriado para a sua análise. No outro extremo, situa-se a seção transversal sem qualquer tipo de composição, em que não se transmite nenhum tipo de força horizontal entre os materiais, ou seja, as camadas têm linhas neutras individuais e há descontinuidade nas deformações na interface dos materiais.

A teoria clássica de Möhler (1956), válida para vigas T compostas por dois elementos, será descrita adiante. Mostra-se a dedução válida para viga de madeira associada com laje de concreto, embora possa ser contemplada para qualquer tipo de associação de dois materiais, contanto que as tensões permaneçam no regime elástico linear.

Em Stevanovic (1996) demonstra-se um procedimento para a determinação dos deslocamentos verticais e esforços internos por meio de equações diferenciais. O método baseia-se na aplicação das condições de equilíbrio e de compatibilidade de deformações do elemento estrutural, sendo considerada a possibilidade de deslizamento na interface de contato entre os materiais que compõem a estrutura mista.

Quando conectores mecânicos interligam as camadas, a solitação de flexão causa deslizamento entre os materiais, chamando-se de *composição parcial* esse tipo de associação. À medida que o deslizamento na interface aumenta, os dois eixos neutros afastam-se cada vez mais, reduzindo a eficiência da seção transversal.

Também é oportuno complementar que, nas vigas mistas, a resistência dos conectores depende da sua habilidade em redistribuir, no sentido dos conectores mais solicitados para os menos solicitados, as forças cisalhantes incidentes.

2.5.1 Módulo de deslizamento

A rigidez e a resistência das conexões em sistemas mistos, determinadas a partir de ensaios de cisalhamento, são de difícil obtenção. As variações das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos, das hipóteses fundamentais e das aproximações utilizadas nos modelos de cálculo, geram incertezas na avaliação das forças cisalhantes que ocorrem na interface dos elementos conectados.

Para contornar essa dificuldade, na avaliação do comportamento das conexões emprega-se o *módulo de deslizamento*, K , que é definido como o coeficiente angular da curva força-deslizamento, obtido por meio de corpos-de-prova que representam a conexão, com dimensões reais. Esse coeficiente considera todos os parâmetros elásticos e mecânicos dos materiais envolvidos na conexão, tais como: dimensões e rigidez do conector, rigidez e resistência ao embutimento das madeiras utilizadas, fendilhamento ou esmagamento do concreto, além de todas as imperfeições do corpo-de-prova.

Nos experimentos realizados em corpos-de-prova de madeira-concreto, os pesquisadores relatam que, para alguns conectores, ocorrem grandes deslocamentos no início da solicitação, devido às folgas iniciais existentes nos furos, mas que diminuem progressivamente. O comportamento da maioria dos conectores é caracterizado por um diagrama força-deslizamento não-linear e, assim, é muito freqüente a determinação do *módulo de deslizamento secante*, representado na Fig. 2.26.

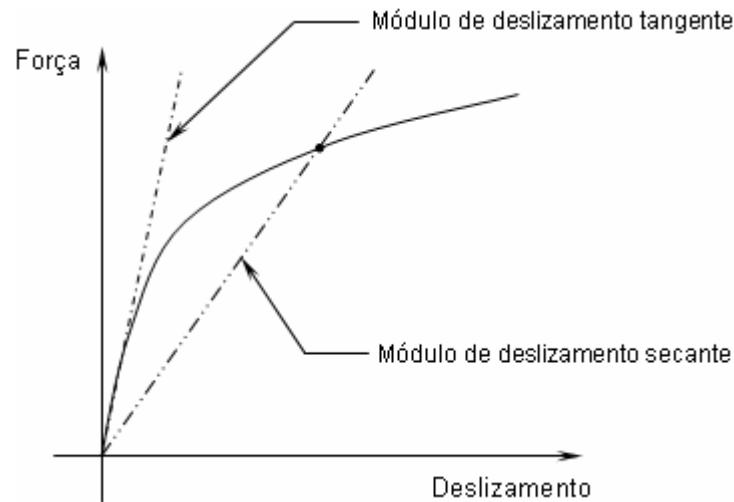


Figura 2.26 – Diagrama força-deslizamento para cálculo do módulo de deslizamento

Em Pigozzo (2004) enfatiza-se que na determinação do módulo de deslizamento secante, os limites dos intervalos variam muito entre os autores e entre os códigos normativos, alterando significativamente o valor calculado. As variáveis que influenciam no módulo de deslizamento, segundo esse autor, são: a grande diversificação dos conectores, com formato, resistências, rigidez e possibilidade de diferentes posicionamentos; os espaçamentos entre os conectores e em relação às bordas da peça de madeira; as variações na rigidez e resistência das espécies de madeira; a resistência e módulo de deformação do concreto utilizado; as dimensões das peças de concreto, além da taxa e do posicionamento da armadura.

Diversos autores relatam que, quando o módulo de deslizamento atinge um determinado valor, acréscimos significativos implementados ao seu valor têm pouca influência no comportamento da rigidez efetiva da estrutura mista. Em Alvim e Almeida (2003) apresentam-se estudos paramétricos sobre vigas mistas de madeira-concreto com seção em T e se percebe essa pouca participação do módulo de deslizamento na rigidez efetiva, a partir de determinados valores. Também se observa que, em vãos menores que dois metros, há certa complexidade em se alcançar uma boa interação entre as partes, independentemente do tipo de conector ou do espaçamento entre eles; para vãos entre 6 e 12 metros é mais fácil

atingir a interação plena entre os materiais envolvidos na seção mista, com o uso mínimo de conectores.

A ausência de critérios normativos, para a determinação do módulo de deslizamento da ligação, fez com que diversos pesquisadores criassem os seus próprios arranjos experimentais ou se fundamentassem em critérios de normas internacionais.

Em Ceccotti (1995) é proposto um modelo, fundamentado nas indicações do EUROCODE 4 (1992), em que se estabelece o módulo de deslizamento de serviço, K_{ser} , que corresponde aos níveis iniciais de carregamento, e o módulo de deslizamento último, K_u . O valor de K_{ser} é obtido pela inclinação da reta secante que passa pelo início da curva força-deslizamento e pelo ponto correspondente a 40% da força de ruptura, com seu respectivo deslizamento. O módulo de deslizamento último – calculado conforme a Equação [2.7] – equivale à inclinação da reta representada na Fig. 2.27.

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad [2.7]$$

Para os pinos fixados perpendicularmente às fibras da madeira, o módulo de deslizamento de serviço é calculado pela Equação [2.8], conforme as indicações do EUROCODE 5 (2004), que leva em conta a densidade equivalente dos materiais, ρ_k , em kg/m^3 , calculada em conformidade com a Equação [2.9], e o diâmetro dos pinos, ϕ , em mm. Ainda, segundo esse código normativo, para ligações entre madeira e concreto, K_{ser} deve ser multiplicado por dois.

$$K_{ser} = \frac{\rho_k^{1.5} \cdot \phi}{23} \quad [2.8]$$

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k1} \cdot \rho_{k2}} \quad [2.9]$$

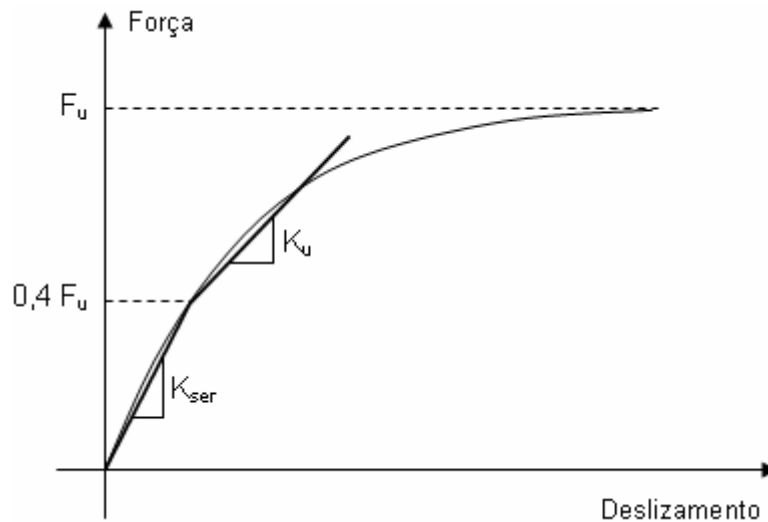


Figura 2.27 – Representação dos módulos de deslizamento

2.5.2 Influência dos materiais

2.5.2.1 Comportamento dos materiais constituintes

Antes de serem descritas as condições para o dimensionamento das estruturas mistas de madeira-concreto reforçadas com fibras de vidro, é indispensável a apresentação das propriedades básicas desses materiais. Nesta seção se apresentam, resumidamente, particularidades relativas às suas propriedades.

A – Madeira

Quando solicitada à compressão e à tração paralela às fibras, a madeira apresenta um comportamento elástico-linear. No caso da compressão paralela às fibras, após ser alcançada a resistência máxima (f_c), observa-se uma diminuição nos níveis de tensão com incrementos de deformação. Para simplificação dos modelos de cálculo, pode-se admitir que o diagrama tensão-deformação é bi-linear na compressão paralela às fibras, como indicada a Fig. 2.28.

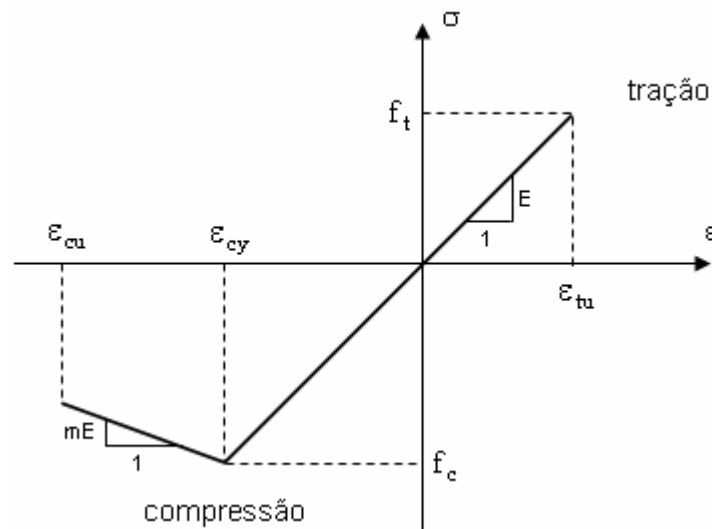


Figura 2.28 – Diagrama tensão-deformação simplificado para a madeira na direção paralela às fibras. Fonte: Fiorelli (2005)

Estudando o comportamento da madeira do gênero pinus, na compressão paralela às fibras, em Fiorelli (2005) sugere-se que o valor do coeficiente angular do trecho inelástico, indicado por m na Fig. 2.28, seja considerado igual a 0,31. Esse valor foi relacionado com o módulo de elasticidade da fase elástica.

Para a produção das vigas de MLC, as quais compõem a alma das vigas mistas propostas nesta pesquisa, o lote de madeiras deverá ser totalmente caracterizado, determinando-se, inclusive, os parâmetros que afetam a resistência da MLC, tal como a eficiência das emendas dentadas para um determinado adesivo.

B – Fibras de vidro

A Fig. 2.29 mostra o comportamento experimental das fibras de vidro solicitadas por tração, apresentado em Fiorelli (2005), cujo comportamento é linear até a ruptura. Por meio de ensaios de fibras de vidro unidirecionais, conforme as recomendações da norma ASTM D 3039 (1997), esse autor determinou os valores médios da resistência à tração e do módulo de

elasticidade, indicados na Tab. 2.8. Os tecidos de fibra de vidro, cujas referências aparecem nessa tabela, foram fabricados pela Fibertex.

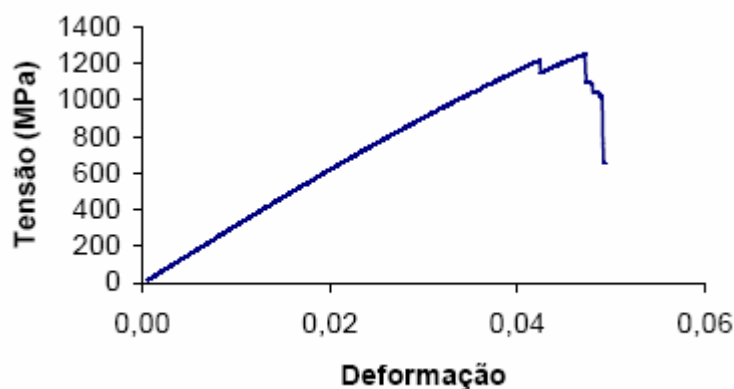


Figura 2.29 – Diagrama tensão-deformação para a fibra de vidro. Fonte: Fiorelli (2005)

Tabela 2.8 – Valores médios das propriedades mecânicas das fibras de vidro unidirecionais. Fonte: Fiorelli (2005)

Fibras de vidro	Resistência		Módulo de elasticidade	
	Média (MPa)	Coefficiente de variação (%)	Médio (MPa)	Coefficiente de variação (%)
UF-0900	1.247	2,24	56.154	2,25
UF-0076	1.107	9,27	71.434	2,07

C – Concreto

Devido à sua boa resistência à compressão, o concreto é um material conveniente para compor as seções mistas, especialmente se colocado apenas para resistir a esse tipo de esforço. O material a ser utilizado deve ter características compatíveis com as exigências da NBR 6118 (2003), ou seja, deve pertencer no mínimo à classe de resistência C20, além de cumprir os requisitos intrínsecos quanto à durabilidade.

A resistência à compressão, segundo as prescrições dessa norma, refere-se à resistência obtida em ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, que sempre está associada à idade do concreto. Quando não se indicar a idade, subentende-se que a resistência é relativa à

idade de 28 dias. A evolução da resistência à compressão com a idade deve ser obtida por meio de ensaios especialmente executados para tal. Na ausência desses resultados experimentais, podem ser adotados os valores indicados pela norma.

A resistência à tração indireta, $f_{ct,sp}$, e a resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, são obtidas por meio de ensaios padronizados. A resistência à tração direta, f_{ct} , pode ser considerada igual a $0,9f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,f}$, ou ainda, na falta de ensaios para obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, o seu valor médio, $f_{ct,m}$, pode ser avaliado por meio da Equação [2.10], em que $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em MPa:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad [2.10]$$

O módulo de elasticidade do concreto é obtido segundo o ensaio descrito na NBR 8522 (2003), considerando-se o módulo de deformação tangente inicial, E_{ci} . Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o seu valor a partir da Equação [2.11], com os valores de E_{ci} e f_{ck} expressos em MPa:

$$E_{ci} = 5600 \cdot (f_{ck})^{1/2} \quad [2.11]$$

O módulo de elasticidade secante, E_{cs} , que se utiliza nas análises elásticas de projeto, especialmente para cálculo de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} \quad [2.12]$$

Para análises que envolvem a compressão, no estado limite último, a NBR 6118 (2003) admite o diagrama tensão-deformação idealizado, conforme Fig. 2.30.

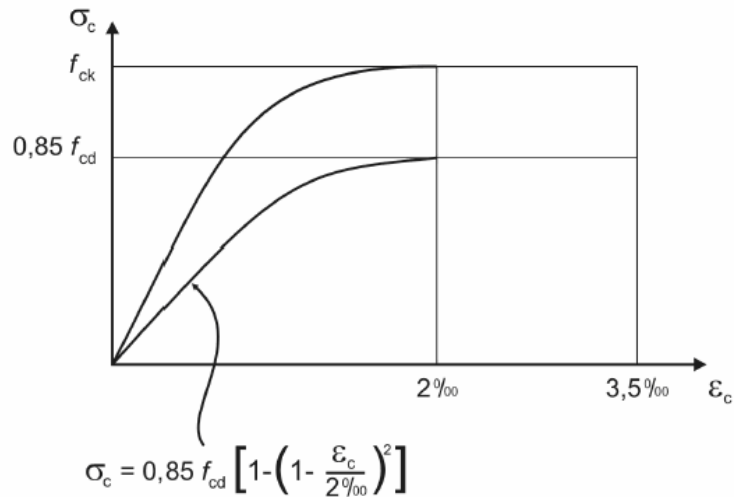


Figura 2.30 – Diagrama tensão-deformação idealizado. Fonte: NBR 6118 (2003)

D – Aço

O aço a ser utilizado como armadura passiva no concreto armado, como também na confecção dos conectores, será do tipo CA-50, provido de saliências. A resistência característica ao escoamento, f_{yk} , é obtida em ensaios de tração, conforme instruções normativas. O diagrama tensão-deformação simplificado, representado na Fig. 2.31, pode ser utilizado para cálculos nos estados limites últimos e de serviço. Na falta de ensaios, o módulo de elasticidade pode ser admitido igual a 210 GPa, segundo a NBR 6118 (2003).

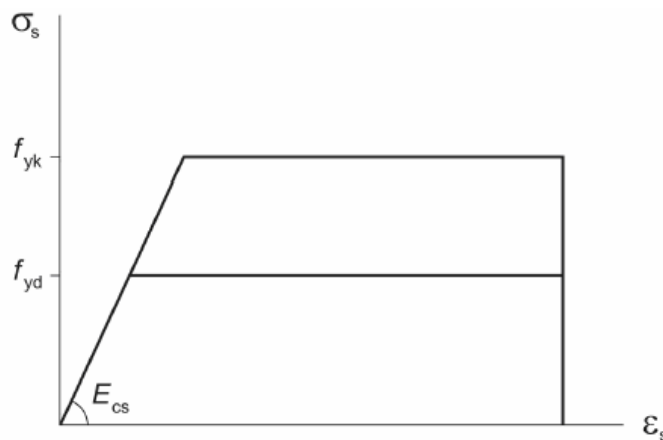


Figura 2.31 – Diagrama tensão-deformação para os aços de armaduras passivas. Fonte: NBR 6118 (2003)

2.5.2.2 Efeitos localizados

A verificação de segurança dos elementos que compõem o sistema misto depende também de efeitos localizados, causados pela concentração de forças decorrentes da inserção de conectores discretos no concreto e na madeira. Quando embutidos no concreto, os pinos têm comportamento semelhante ao de uma barra sobre apoio elástico, em cuja parte frontal ocorre um pico de tensão de compressão, conforme mostra a Fig. 2.30, podendo levar à ruptura o concreto em contato com essa região.

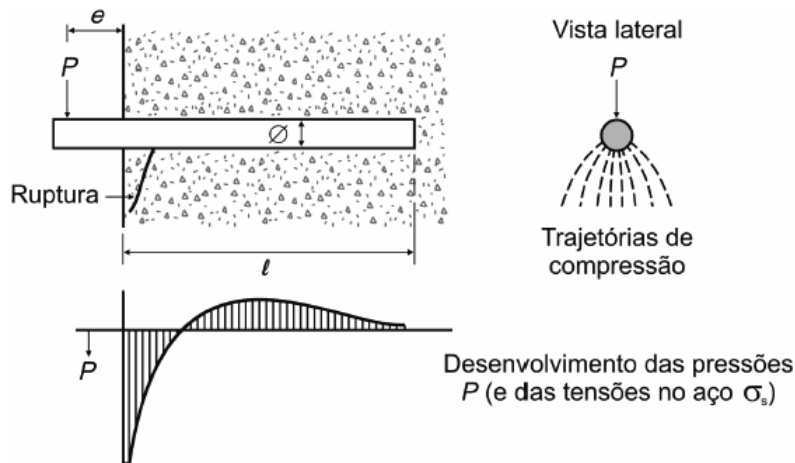


Figura 2.32 – Comportamento do pino de aço embutido no concreto. Fonte: NBR 6118 (2003)

Referindo-se às estruturas mistas de aço-concreto, em Oehlers (1989) enfatiza-se que a presença de armadura transversal na laje de concreto pode limitar a extensão das fissuras e, conseqüentemente, reduzir a perda de interação entre o concreto e os conectores.

Em Leonhardt e Mönnig (1979) mostra-se que a capacidade resistente, P_u , de pinos embutidos em concreto, conforme Fig. 2.32, é calculada pela Equação [2.13], no caso em que a distância "e", do ponto de aplicação da força P até a face da peça de concreto, tende a zero. Essa hipótese pode ser admitida no cálculo das estruturas mistas, já que a força que solicita o pino é a resultante do fluxo de cisalhamento que ocorre na interface madeira-concreto.

$$P_u = 1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \quad [2.13]$$

Na expressão acima:

ϕ = diâmetro do pino (cm)

f_c = resistência à compressão do concreto obtida por meio de corpos-de-prova prismáticos
(kN/cm²)

f_y = limite de escoamento do aço do pino (kN/cm²).

2.5.3 Método da Seção Transformada

Os compósitos de madeira-concreto são constituídos por dois ou mais materiais, com diferentes propriedades mecânicas. Para tornar mais complexo, na hipótese de utilização de vigas de MLC no sistema misto, é certo que cada lâmina tenha um módulo de elasticidade diferente. Uma maneira de analisar as vigas mistas é pelo Método da Seção Transformada, em que um dos módulos de elasticidade é fixado como referência, e assim cada material que compõe a seção transversal apresenta rigidez supostamente equivalente.

As hipóteses básicas, segundo Timoshenko e Gere (1960), para a validade desse método são:

- A linha neutra deve estar na mesma posição, seja na seção real ou na transformada.
- A capacidade de resistir ao momento fletor de serviço deve ser a mesma na seção transformada e na real.

A seção transversal da viga mista é, então, transformada em uma seção equivalente, composta por somente um material. As larguras dos outros materiais, diferentes do material

de referência, são multiplicadas pelas suas respectivas razões modulares para transformar toda a seção transversal no material de referência. Define-se como *razão modular*, n_i , de um determinado material o quociente entre o módulo de elasticidade desse material, E_i , e o módulo de elasticidade do material tomado como referência, E_1 , representado pela expressão:

$$n_i = \frac{E_i}{E_1} \quad [2.14]$$

Numa seção transversal composta por n elementos, a posição da linha neutra é definida pela Equação [2.15], em que A_i e \bar{y}_i representam a área da seção transversal e posição do eixo baricentral do material i , respectivamente.

$$\bar{y} = \frac{A_1 \bar{y}_1 + \sum_{i=2}^n n_i A_i \bar{y}_i}{A_1 + \sum_{i=2}^n n_i A_i} \quad [2.15]$$

As tensões normais de flexão, para os materiais que não são o de referência, devem ser corrigidas pela razão modular, conforme a expressão:

$$\sigma_{x,i} = n_i \frac{M_x}{I} y_i \quad [2.16]$$

em que M_x é o momento fletor na seção, I é o momento de inércia da seção transversal e y_i é a posição da fibra na seção.

O Método da Seção Transformada assume perfeita transferência de cisalhamento entre os materiais. Todavia, os conectores utilizados não podem eliminar completamente o escorregamento na interface madeira-concreto e, assim, resulta em uma composição parcial da seção transversal. Por essa razão, o Método da Seção Transformada não pode estimar com precisão as tensões, modos de ruptura e flechas.

2.5.4 Modelo analítico para vigas mistas baseado em Möhler

De acordo com Van der Linden (1999), negligenciar o comportamento plástico da conexão significa superestimar a capacidade de carga das vigas mistas com seção em T. Uma solução analítica que leve em conta a plasticidade não pode ser obtida se a configuração geométrica, condições de carregamento, apoios ou comportamento dos materiais divergirem demasiadamente das hipóteses dos modelos analíticos lineares. Vários modelos foram desenvolvidos desde a década de 70 (Thompson et al. – 1975; Gopu et al. – 1988; Timmerman e Meierhofer – 1992), porém todos eles consideram o comportamento elástico-linear dos materiais.

O modelo analítico, adiante apresentado, só pode ser usado para peças em flexão simples e é baseado nas seguintes hipóteses gerais e convenções:

- O deslocamento vertical é igual para ambos os elementos e dado por uma única função $w(x)$. Isso significa que não ocorre separação entre o concreto e a madeira.
- A seção transversal permanece plana e as deformações por cisalhamento dentro dos dois materiais não são consideradas.
- As resistências e tensões à compressão devem entrar com sinais negativos.
- O concreto e a madeira têm comportamento elástico-linear.
- Os conectores são igualmente espaçados.
- Todos os conectores têm a mesma relação força-deslizamento, que é simplificada como elástico-linear até a capacidade de carga do conector e a partir desse ponto como plástico ideal, conforme Fig. 2.33.
- Os conectores, que são discretos, são admitidos como se fossem conexões contínuas, com módulo de deslizamento por unidade de comprimento, k .

- O atrito entre a madeira e o concreto não é considerado, isto é, a força de cisalhamento na interface é totalmente transmitida pelos conectores.

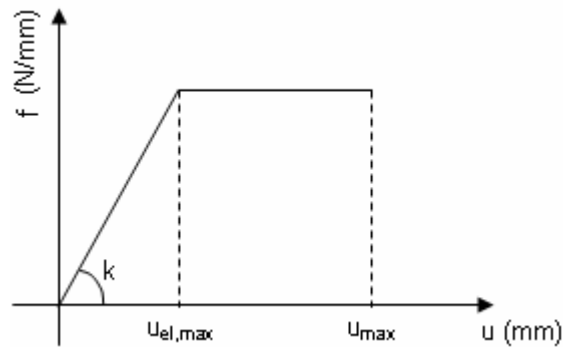


Figura 2.33 – Comportamento elasto-plástico dos conectores

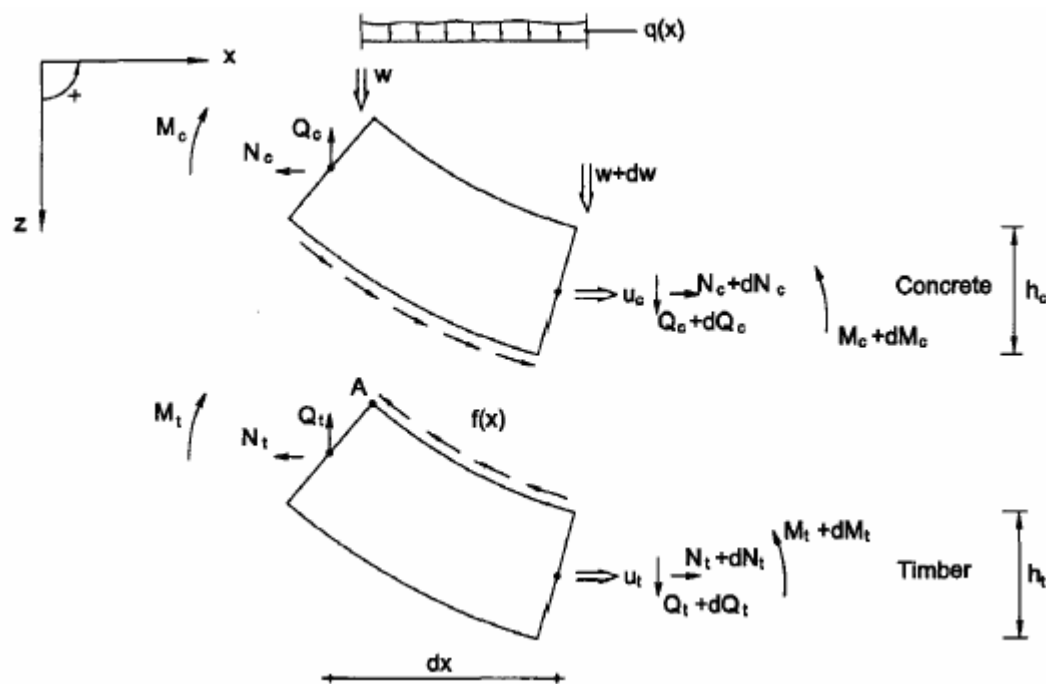


Figura 2.34 – Parte da seção transversal da viga mista sujeita ao carregamento $q(x)$.
 Fonte: Van der Linden (1999)

O equilíbrio entre as forças internas e externas, na Fig. 2.34, conduz a:

$$\sum F_z(x) = 0 \rightarrow \frac{dQ_c(x)}{dx} + \frac{dQ_t(x)}{dx} = -q(x) \quad [2.17]$$

$$\sum F_x(x) = 0 \rightarrow \frac{dN_c(x)}{dx} + \frac{dN_t(x)}{dx} = 0 \quad [2.18]$$

$$\sum M_A(x) = 0 \rightarrow \frac{dM_c(x)}{dx} + \frac{dM_t(x)}{dx} - \frac{1}{2}h \frac{dN_c(x)}{dx} = Q_c(x) + Q_t(x) \quad [2.19]$$

Derivando a Equação [2.19] e utilizando a Equação [2.17] tem-se:

$$\frac{d^2M_c(x)}{dx^2} + \frac{d^2M_t(x)}{dx^2} - \frac{1}{2}h \frac{d^2N_c(x)}{dx^2} = \frac{dQ_c(x)}{dx} + \frac{dQ_t(x)}{dx} = -q(x) \quad [2.20]$$

Considerando que:

$$M_c(x) = -E_c I_c \frac{d^2w(x)}{dx^2} \quad [2.21]$$

$$M_t(x) = -E_t I_t \frac{d^2w(x)}{dx^2} \quad [2.22]$$

$$N_c(x) = E_c A_c \frac{du_c(x)}{dx} \quad [2.23]$$

Usando as Equações [2.21], [2.22] e [2.23] na [2.20] tem-se:

$$(E_c I_c + E_t I_t) \frac{d^4w(x)}{dx^4} + \frac{1}{2} E_c A_c \cdot h \frac{d^3u_c(x)}{dx^3} = q(x) \quad [2.24]$$

A contribuição das forças normais em cada componente é dada por:

$$-E_c A_c \frac{d^2u_c(x)}{dx^2} = k u(x) = k(u_t(x) - u_c(x)) + \frac{1}{2} kh \frac{dw(x)}{dx} \quad [2.25]$$

$$-E_t A_t \frac{d^2u_t(x)}{dx^2} = k u(x) = k(u_t(x) - u_c(x)) + \frac{1}{2} kh \frac{dw(x)}{dx} \quad [2.26]$$

Que resulta em três equações – Equações [2.24] a [2.26] – que envolvem os três parâmetros a serem resolvidos:

$w(x)$ = é a deflexão na direção z

$u_c(x)$ = é o deslocamento do centro de gravidade do concreto na direção x

$u_t(x)$ = é o deslocamento do centro de gravidade da madeira na direção x

Uma solução simples, fechada, é obtida para o carregamento:

$$q(x) = q_0 \sin\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) \quad [2.27]$$

Considerando:

$$w(x) = C_1 \sin\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) \quad [2.28]$$

A constante C_1 é calculada como:

$$C_1 = \frac{q_0 \ell^4}{\pi^4 EI_{ef}} \quad [2.29]$$

Com:

$$EI_{ef} = E_t [I_{tot} + \gamma \cdot (nA_c e_c^2 + A_t e_t^2)] \quad [2.30]$$

O momento de inércia, I_{tot} , é escrito como:

$$I_{tot} = I_t + nI_c \quad [2.31]$$

e γ , que é um fator de combinação, representa a eficiência da conexão, calculado por:

$$\gamma = \frac{1}{1+p} \quad [2.32]$$

Em que:

$$p = E_c \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \frac{1}{k} \frac{A_t A_c}{A_t + nA_c} \quad [2.33]$$

e

$$n = \frac{E_c}{E_t} \quad [2.34]$$

As excentricidades da laje de concreto, e_c , e da viga de madeira, e_t , são representadas por:

$$e_c = \frac{1}{2}h \frac{A_t}{A_t + nA_c} \quad [2.35]$$

e

$$e_t = \frac{1}{2}h \frac{nA_c}{A_t + nA_c} \quad [2.36]$$

As soluções para u_c e u_t são dadas por:

$$u_c(x) = \frac{\left(1 - \frac{EI_{\min}}{EI_{ef}}\right)}{\frac{1}{2}h \cdot E_c A_c} \cdot q_0 \cdot \frac{\ell^3}{\pi^3} \cos\left(\frac{\pi}{\ell}x\right) \quad [2.37]$$

e

$$u_t(x) = -\frac{\left(1 - \frac{EI_{\min}}{EI_{ef}}\right)}{\frac{1}{2}h \cdot E_c A_c} \cdot q_0 \cdot \frac{\ell^3}{\pi^3} \cos\left(\frac{\pi}{\ell}x\right) \quad [2.38]$$

Assim, o deslizamento na interface $u(x)$ é igual a:

$$\begin{aligned} u(x) &= u_t(x) - u_c(x) + \frac{1}{2}h \frac{dw(x)}{dx} = \\ &= \frac{\frac{1}{4}h^2 - (EI_{ef} - EI_{\min}) \cdot \frac{A_t + nA_c}{EA_t \cdot nA_c}}{\frac{1}{2}h \cdot EI_{ef}} \cdot q_0 \cdot \frac{\ell^3}{\pi^3} \cos\left(\frac{\pi}{\ell}x\right) \end{aligned} \quad [2.39]$$

Com:

$$EI_{\min} = E_c I_c + E_t I_t \quad [2.40]$$

Daqui em diante, por simplificação, a relação força-deslizamento é admitida como linear, conforme representado na Fig. 2.35 e dada por:

$$f(x) = k u(x) \quad [2.41]$$

O fator k , representado na Fig. 2.35 e indicado na Equação [2.41] é o módulo de deslizamento dos conectores dividido pelo seu espaçamento.

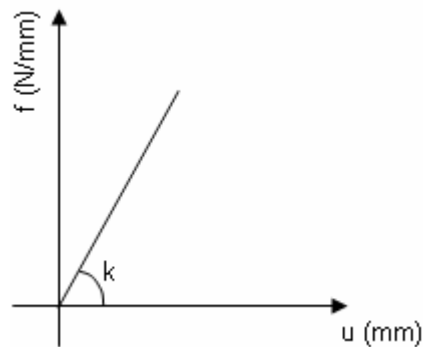


Figura 2.35 – Relação força-deslizamento

Os momentos de flexão dos elementos são dados por:

$$M_c(x) = -E_c I_c \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = \frac{E_c I_c}{EI_{ef}} q_0 \frac{\ell^2}{\pi^2} \sin\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) \quad [2.42]$$

e

$$M_t(x) = -E_t I_t \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = \frac{E_t I_t}{EI_{ef}} q_0 \frac{\ell^2}{\pi^2} \sin\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) = \frac{E_t I_t}{E_c I_c} M_c(x) \quad [2.43]$$

É interessante observar que:

$$M_{tot}(x) \neq M_c(x) + M_t(x) \quad [2.44]$$

Uma vez que as forças normais introduzidas pela ação composta, também contribuem para o momento total. Essas forças são calculadas por:

$$N_c(x) = E_c A_c \frac{du_c(x)}{dx} = \left(\frac{EI_{min}}{EI_{ef}} - 1\right) q_0 \frac{2 \ell^2}{h \pi^2} \sin\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) \quad [2.45]$$

e

$$N_t(x) = -N_c(x) \quad [2.46]$$

As forças de cisalhamento são dadas por:

$$\begin{aligned} Q_c(x) &= \frac{dM_c(x)}{dx} + m(x) = \frac{dM_c(x)}{dx} + \frac{1}{2}kh_c u(x) = \\ &= \frac{E_c I_c}{EI_{ef}} q_0 \frac{\ell}{\pi} \cos\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) + \frac{1}{2}kh_c u(x) \end{aligned} \quad [2.47]$$

e

$$\begin{aligned} Q_t(x) &= \frac{dM_t(x)}{dx} + m(x) = \frac{dM_t(x)}{dx} + \frac{1}{2}kh_t u(x) = \\ &= \frac{E_t I_t}{EI_{ef}} q_0 \frac{\ell}{\pi} \cos\left(\frac{\pi}{\ell} x\right) + \frac{1}{2}kh_t u(x) \end{aligned} \quad [2.48]$$

O momento máximo, quando aplicado o carregamento senoidal, equivale a:

$$M_{\max} = \frac{1}{\pi^2} q_0 \ell^2 \quad [2.49]$$

A resistência à flexão, $f_{t,m}$, na fibra mais afastada da região tracionada da madeira é alcançada no nível de carga:

$$q_{f_{t,m}} = \frac{\frac{\pi^2}{\ell^2}}{\left(1 - \frac{EI_{\min}}{EI_{ef}}\right) + \frac{E_t h_t}{2EI_{ef}} + \frac{1}{2}hA_t} \cdot f_{t,m} \quad [2.50]$$

Em Van der Linden (1999) ressalta-se que a Equação [2.50] pode conduzir a valores de carregamento superestimados para descrever o comportamento da seção, porque os conectores, na prática, apresentam um comportamento plástico.

2.5.5 Vigas compostas considerando-se o escorregamento entre camadas

Sistemas compostos por camadas de vários materiais são usados para fabricar vigas, placas e cascas. Em Goodman e Popov (1968) se demonstram as equações básicas que governam o comportamento de uma viga composta por três camadas, considerando os seus deslizamentos, baseando-se nas seguintes hipóteses:

- O efeito do atrito entre as camadas é omitido.
- A conexão entre as camadas é contínua ao longo do comprimento da viga, isto é, assume-se que os conectores – discretizados e deformáveis – são substituídos por uma conexão contínua.
- O deslizamento permitido pelo conector é diretamente proporcional ao carregamento aplicado.
- A distribuição de deformações, em cada uma das camadas, é linear ao longo da altura.
- Em cada seção da viga, cada camada se deforma na mesma quantidade e não ocorre flambagem das camadas.

Segundo esses autores, o comportamento de tais vigas é representado pela equação:

$$3EI \frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{K \cdot n}{s} \cdot \frac{1}{AE} \left(EI_s \frac{d^2 y}{dx^2} + M \right) = - \frac{d^2 M}{dx^2} \quad [2.51]$$

em que:

K = módulo de deslizamento do conector

n = número de conectores por fila

s = espaçamento entre os conectores

I_s = momento de inércia de uma viga sólida equivalente.

Foram realizados ensaios em vigas de madeira compostas por três camadas fixadas por pregos, encontrando-se excelente concordância entre os resultados experimentais e teóricos. Esses autores comentam que o deslizamento nas interfaces tem grande importância nas deformações das vigas compostas por camadas, sendo claramente mostrado pelos experimentos e apropriadamente contido na teoria desenvolvida.

2.5.6 Análise por momento-curvatura

Em Davids (2001) expõe-se o desenvolvimento de um modelo baseado na análise da relação momento-curvatura por camadas, que permite a inclusão da não-linearidade e propriedades uniaxiais dos materiais, assim como também a relação não-linear entre a força e deslizamento na interface madeira-concreto.

Para o desenvolvimento do método, uma das hipóteses básicas consiste em ser conhecida a relação constitutiva entre o fluxo de cisalhamento, f_v , e o deslizamento relativo entre a mesa de concreto e a alma de MLC. Já que os materiais não se separam, os deslocamentos verticais e curvaturas, \emptyset , são idênticos ao longo de todo o comprimento da viga. No entanto, a incorporação do deslizamento na interface e a consideração da resposta não-linear dos materiais conduzem a equações que não podem ser resolvidas analiticamente. Foi, então, escolhida a estratégia de solução computacional, discretizando-se a viga em camadas.

O modelo proposto foi comparado com os resultados experimentais exibidos em Mantilla Carrasco e Oliveira (1999), encontrando-se razoável concordância. Com a implementação desse modelo, as flechas e forças de ruptura podem ser estimadas com boa precisão, podendo conduzir a uma otimização dos materiais que compõem a seção mista. O

os momentos de inércia da seção de madeira e de concreto, respectivamente; n_c é a razão modular do concreto; A_w e A_c são as áreas de madeira e de concreto, respectivamente; a_w e a_c são as distâncias representadas na Fig. 2.36 e calculadas conforme Equações [2.53a] e [2.53b]; e o coeficiente k , para seções transversais com dois materiais diferentes, é calculado segundo a Equação [2.54].

$$I_{ef} = I_w + n_c I_c + \frac{1}{1+k} (n_c A_c a_c^2 + A_w a_w^2) \quad [2.52]$$

$$a_c = \bar{y} - \frac{h_c}{2} \quad e \quad a_w = h_c + \frac{h_w}{2} - \bar{y} \quad [2.53a,b]$$

$$k = \frac{\pi^2 s}{\ell^2 K} \cdot \frac{E_c A_c E_w A_w}{(E_c A_c + E_w A_w)} \quad [2.54]$$

Nessa equação, s representa o espaçamento entre conectores; E_c e E_w correspondem aos módulos de elasticidade do concreto e da madeira, respectivamente; ℓ é o vão entre apoios; e K é o módulo de deslizamento que, segundo a DIN 1052 (1988), pode variar entre 600 N/mm, no caso de pregos sujeitos a corte simples, até 30.000 N/mm para outros conectores.

Finalmente, as tensões no concreto, indicadas na Fig. 2.36, são calculadas segundo as expressões:

$$\sigma_{cl} = n_c \frac{M}{I_{ef}} \left(\frac{a_c}{1+k} + \frac{h_c}{2} \right) \quad e \quad \sigma_{cm} = n_c \frac{M}{I_{ef}} \left(\frac{a_c}{1+k} \right) \quad [2.55a,b]$$

e as tensões na madeira são determinadas pelas equações:

$$\sigma_{w2} = \frac{M}{I_{ef}} \left(\frac{a_w}{1+k} + \frac{h_w}{2} \right) \quad e \quad \sigma_{wm} = \frac{M}{I_{ef}} \left(\frac{a_w}{1+k} \right) \quad [2.56a,b]$$

O fluxo de cisalhamento, T , para ligações com conectores flexíveis é calculado conforme a Equação [2.57], em que V é a força cortante e S_c é o momento estático da seção de concreto.

$$T = \frac{V \cdot S_c}{I_{ef}(1+k)} \quad [2.57]$$

Conhecendo-se o fluxo de cisalhamento e a força admissível para um conector, R_1 , é possível, então, determinar o espaçamento entre os conectores:

$$\frac{R_1}{s} \geq T \quad [2.58]$$

A verificação da tensão máxima de cisalhamento é feita por meio da expressão:

$$\tau = \frac{V \cdot S_w}{b_w \cdot I_{ef}} = \frac{V}{2I_{ef}} \left(\frac{h_w}{2} + \frac{a_w}{1+k} \right)^2 \quad [2.59]$$

No estado limite de serviço, a flecha deve ser limitada pelos valores impostos pelos códigos normativos (w_{lim}). Neste caso, as expressões clássicas podem ser utilizadas, utilizando-se o momento de inércia efetivo. Para uma viga simplesmente apoiada, por exemplo, sujeita a carregamento uniformemente distribuído, tem-se:

$$\frac{5}{384} \frac{q \cdot \ell^4}{E_w I_{ef}} \leq w_{lim} \quad [2.60]$$

2.5.8 Critério de cálculo segundo o EUROCODE 5

Em Ceccotti (1995) são apresentados os procedimentos para o cálculo das estruturas mistas de madeira-concreto, mostrados nesta seção, os quais servem de fundamentação para os critérios do EUROCODE 5 (2004). Essa norma considera a influência do deslizamento na interface do sistema pela adoção de um produto de rigidez efetivo, $(EI)_{ef}$, calculado conforme a Equação [2.61] e cujo valor procede da forma da seção transversal, dos módulos de elasticidade dos materiais constituintes, do espaçamento entre os conectores e do módulo de deslizamento da ligação.

$$(EI)_{ef} = E_c I_c + y_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + y_w E_w A_w a_w^2 \quad [2.61]$$

Nessa equação E_c , E_w , I_c , I_w , A_c e A_w representam os valores médios dos módulos de elasticidade, os momentos de inércia e as áreas da seção transversal do concreto e da madeira, respectivamente; y_c é o fator parcial da mesa, calculado conforme Equação [2.62]; $y_w = 1,0$ é o fator parcial da alma; a_w e a_c são as distâncias, calculadas conforme as Equações [2.63] e [2.64], respectivamente.

$$y_c = \left(1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{K \cdot \ell^2} \right)^{-1} \quad [2.62]$$

$$a_w = \frac{y_c E_c A_c (h_c + h_w)}{2(y_c E_c A_c + y_w E_w A_w)} \quad [2.63]$$

$$a_c = \frac{(h_c + h_w)}{2} - a_w \quad [2.64]$$

Na Equação [2.62], K indica o módulo de deslizamento da ligação, s representa o espaçamento dos conectores e ℓ é o vão teórico da viga. Nas Equações [2.63] e [2.64], h_c e h_w são as alturas representadas na Fig. 2.37. Para efeito de cálculo do y_c , o EUROCODE 5 (2004) recomenda que o vão teórico seja igual a:

$$\ell = \begin{cases} \text{próprio vão, para vigas bi-apoiadas} \\ 0,8 \text{ do vão, para vigas contínuas} \\ 2 \text{ vezes o comprimento do balanço} \end{cases}$$

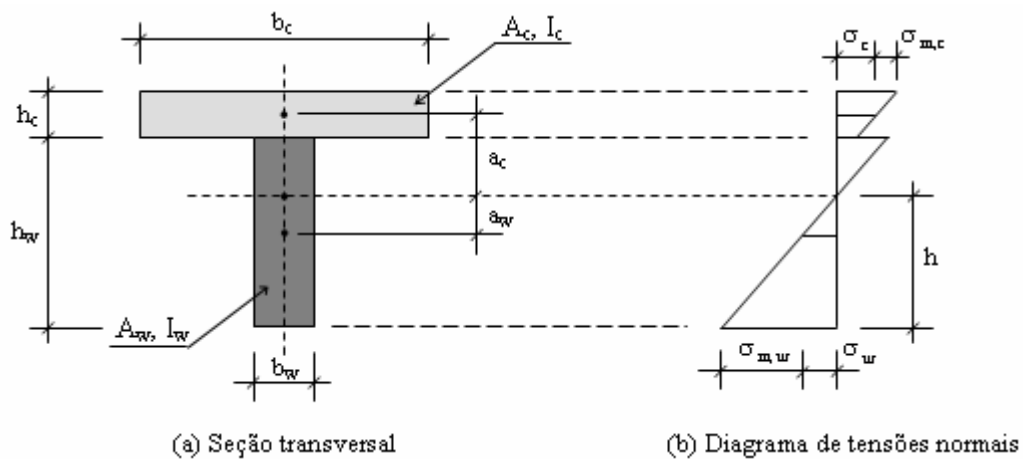


Figura 2.37 – Representação da seção mista e das tensões normais.
 Fonte: adaptado do EUROCODE 5 (2004)

Para o cálculo do módulo de deslizamento de serviço, de pinos fixados perpendicularmente às fibras da madeira, o EUROCODE 5 (2004) indica a Equação [2.65], que é função da densidade média, ρ_m (kg/m³), e do diâmetro dos conectores, d (mm). Ainda, segundo esse mesmo código, para ligações entre madeira e concreto, K_{ser} deve ser multiplicado por dois.

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \quad [2.65]$$

Se as densidades dos materiais interligados são diferentes, deve-se adotar a densidade média calculada pela expressão abaixo, em que $\rho_{m,1}$ e $\rho_{m,2}$ são as densidades médias dos materiais 1 e 2, respectivamente.

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad [2.66]$$

Nas análises dos estados limites últimos, o valor do módulo de deslizamento a ser considerado é calculado por:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad [2.67]$$

Para o cálculo das tensões normais na seção transversal, nas posições indicadas na Fig. 2.37, são indicadas as equações:

$$\sigma_c = y_c E_c a_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad e \quad \sigma_{m,c} = 0,5 E_c h_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad [2.68a,b]$$

$$\sigma_w = y_w E_w a_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad e \quad \sigma_{m,w} = 0,5 E_w h_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad [2.69a,b]$$

A máxima tensão de cisalhamento é obtida por:

$$\tau_{w,max} = \frac{0,5 E_w h_w^2}{(EI)_{ef}} \cdot V \quad [2.70]$$

A força por conector é determinada por:

$$R_1 = \frac{y_c E_c A_c a_c s}{(EI)_{ef}} \cdot V \quad [2.71]$$

Segundo Ceccotti (2002), os conectores são normalmente espaçados de acordo com a intensidade da força cortante na interface dos materiais. No caso desse espaçamento variar, para o cálculo de y_c deve-se considerar o espaçamento efetivo, s_{ef} , calculado pela Equação [2.72], em que s_{min} representa o espaçamento entre os conectores nas extremidades da viga e s_{max} o espaçamento na parte central.

$$s_{ef} = 0,75s_{min} + 0,25s_{max} \quad \text{com} \quad s_{max} \leq 4s_{min} \quad [2.72]$$

Em Ceccotti et al. (2002) se relatam as modificações decorrentes da versão de 2002 do EUROCODE 5 no projeto das estruturas mistas de madeira-concreto. Para esses autores, a nova versão é mais restritiva que a versão de 1993, especialmente por conta dos menores valores adotados para a rigidez da conexão, sendo teoricamente mais correta.

2.5.9 Cálculo das vigas de MLC reforçadas com fibras

Admitindo-se que todas as lâminas que constituem a viga de MLC têm o mesmo módulo de elasticidade longitudinal e a hipótese de distribuição linear de deformações ao longo da altura da viga, podem-se desenhar os diagramas de distribuições de deformações e tensões, indicados na Fig. 2.38. Considerando que a viga de MLC reforçada com fibras está sujeita à ação do momento fletor, sua ruptura pode ocorrer tanto por compressão ou por tração na madeira, como também por tração nas fibras.

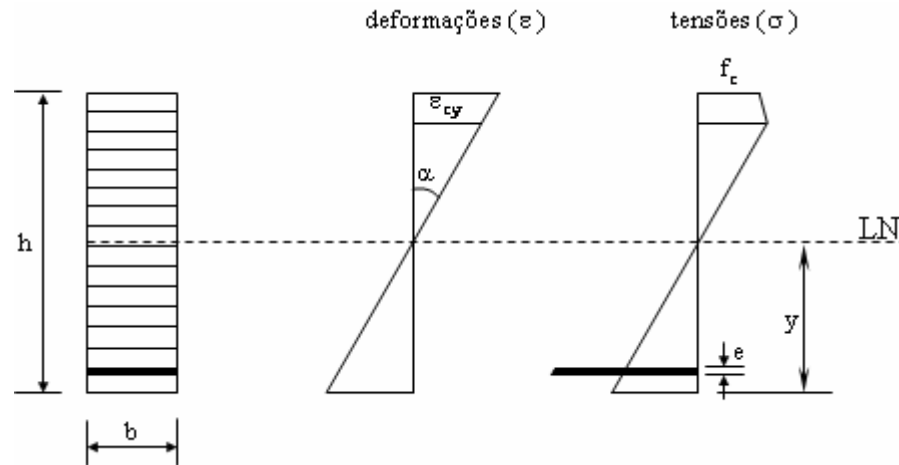


Figura 2.38 – Distribuição de deformações e tensões na seção transversal da viga no caso do modo de ruptura por compressão

Se o modo de ruptura for a tração paralela às fibras da madeira, a região comprimida da viga pode estar com ou sem a plastificação indicada na Fig. 2.38 e a posição da linha neutra é determinada com a consideração de resultante nula das tensões normais na seção transversal. Descarta-se a hipótese de ruptura por tração nas fibras de vidro, já que as mesmas possuem resistência à tração cerca de 20 vezes superior à da madeira na tração paralela às fibras, garantindo que esse modo de ruptura não ocorra.

Em Fiorelli (2005) apresenta-se um programa computacional, desenvolvido em linguagem Borland C++ Builder, que determina o momento fletor resistente e a rigidez à flexão (EI) de vigas de MLC reforçadas e não reforçadas com fibras, conforme os pressupostos teóricos apresentados. Paralelamente foram realizados ensaios de flexão estática em 12 vigas de MLC sem reforço e com reforço de fibras de vidro, com seção transversal de 6 x 20 cm e 6 x 30 cm e comprimento de 400 cm, seguindo os procedimentos da norma americana ASTM D 198 (2005). Os resultados experimentais apresentaram boa concordância em relação à rigidez à flexão teórica, estimada pelo programa.

Esse autor analisou, ainda, o efeito da adição de reforços de fibras de vidro na razão de 1,2% e 3,3% da altura das vigas. No entanto, sugere que a porcentagem máxima de reforço de

fibras de vidro em vigas de MLC seja 3,3%, tendo em vista que, a partir desse patamar, o ganho proporcionado pelo reforço não é significativo.

2.6 Simulações numéricas

Há um significativo potencial para futuras aplicações dos sistemas mistos de madeira-concreto em estruturas de pontes e edificações. Contudo, para se projetar estruturas mistas de forma eficaz e segura é necessário um método para estimar a resposta dos conectores e modelar o sistema como um todo.

Com o constante avanço tecnológico – com computadores cada vez mais velozes e capacidade de armazenamento surpreendente – cria-se um suporte para o desenvolvimento de programas muito eficientes, capazes de estimar com grande precisão, em alguns casos, o comportamento estrutural. Desse modo, têm sido freqüentes as pesquisas, dentro da área de engenharia de estruturas, que envolvem os métodos numéricos e simulações de elementos estruturais, as quais utilizam programas comercialmente difundidos tanto no meio profissional como no acadêmico.

Em Kotinda et al. (2006) exhibe-se a construção de um modelo numérico tridimensional de vigas mistas de aço e concreto, simplesmente apoiadas, buscando simular o comportamento da interface definida entre a viga e a laje. A modelagem numérica foi realizada utilizando-se o programa computacional ANSYS versão 8.0, em que os conectores foram modelados como elementos de viga, ao invés de elementos reológicos do tipo mola que são tradicionalmente utilizados nesse tipo de conexão. A vantagem, segundo os autores, é não precisar conhecer previamente o módulo de deslizamento da ligação.

Essa estratégia permitiu a verificação de aspectos localizados, como a concentração de tensões nos conectores e na região da laje de concreto que os envolve. Os resultados da modelagem mostram boa concordância com valores experimentais analisados, principalmente em termos de distribuições de tensões na seção transversal.

Uma das componentes do escopo deste trabalho é, justamente, realizar as simulações numéricas das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço de fibras de vidro, de modo que sejam criados subsídios para o dimensionamento desses elementos.

2.7 Avaliação paramétrica dos sistemas mistos de madeira-concreto

2.7.1 Influência da configuração geométrica

Considerem-se os parâmetros que determinam a configuração da seção transversal mista, conforme indicados na Fig. 2.39. As dimensões da viga de madeira e da laje de concreto armado implicam na resistência e rigidez do conjunto e a efetividade da composição da seção transversal depende da proporção de ambos os materiais.

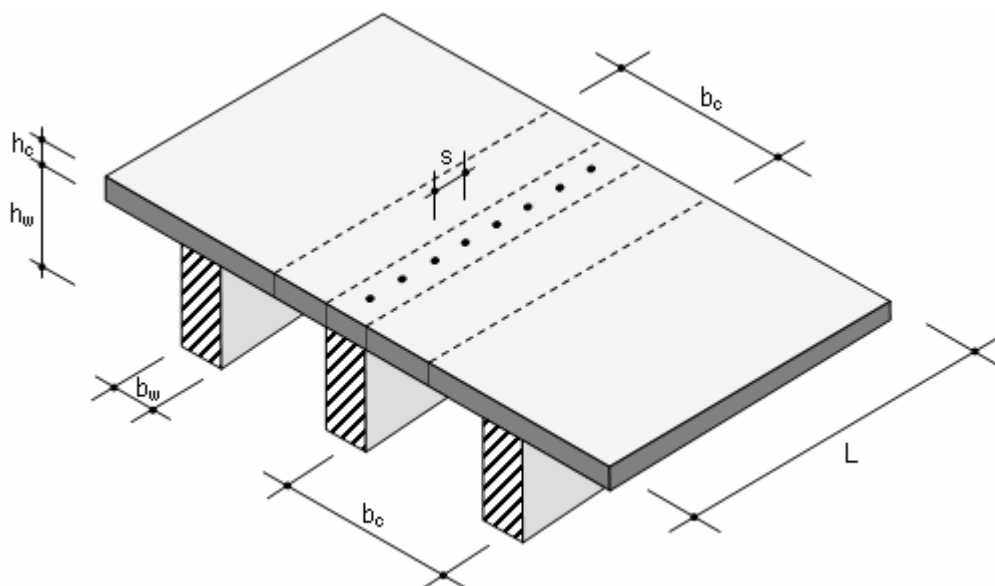


Figura 3.39 – Configuração da viga mista de madeira-concreto. Fonte: Van der Linden (1999)

A rigidez à flexão máxima da seção composta, EI_{\max} , é obtida tornando unitário o fator de composição, γ , que aparece na Equação [2.30] e representa a situação de composição total entre a laje de concreto armado e a viga de madeira. Por outro lado, a rigidez à flexão mínima, EI_{\min} , é alcançada quando não há composição entre os materiais, e assim $\gamma = 0$, conforme Equação [2.40].

Em Van der Linden (1999) mostra-se que a máxima razão EI_{\max}/EI_{\min} é igual a quatro, conforme ilustra a Fig. 2.40. Esse gráfico independe do material, uma vez que a razão entre os módulos de elasticidade de ambos os materiais é considerada pela razão modular, n , que multiplica o quociente b_c/b_w .

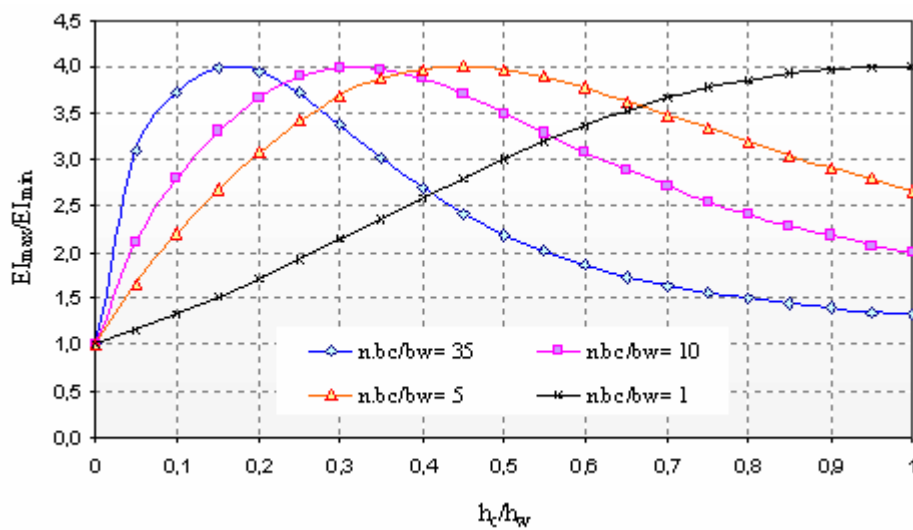


Figura 2.40 – Curvas de EI_{\max}/EI_{\min} em função da razão h_c/h_w .
 Fonte: adaptado de Van der Linden (1999)

Um outro fenômeno, destacado por esse autor, é a influência do vão no desempenho da conexão entre os dois materiais constituintes da seção mista. Na Fig. 2.41 demonstra-se o efeito do vão em γ , para uma viga mista de madeira-concreto com: $A_c = 42.000 \text{ mm}^2$ (600 x 70 mm), $A_w = 20.000 \text{ mm}^2$ (100 x 200 mm) e $n = 2$.

Se o módulo k é admitido constante – indicando que o mesmo tipo de conector é disposto a uma distância s – a efetividade da seção mista depende significativamente do vão. Para vãos menores que dois metros é muito difícil alcançar um fator de combinação superior a 0,33, o que significa que se alcança um ganho de rigidez de apenas 33% por meio da composição da seção, independente do tipo de conector e espaçamento adotado.

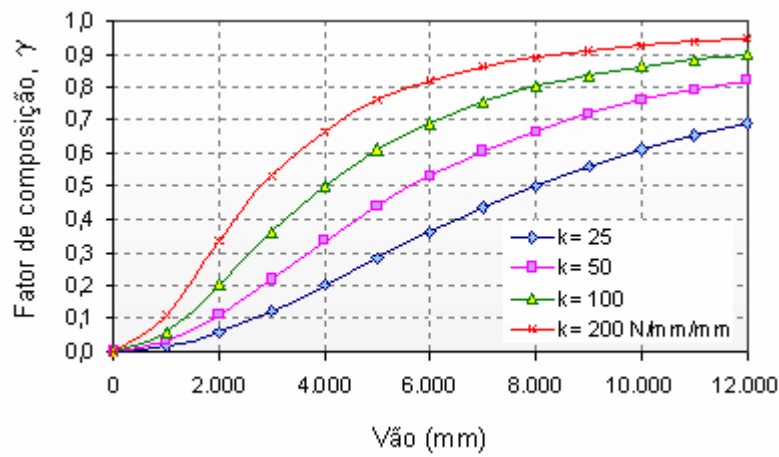


Figura 2.41 – Relação entre o vão e o fator de composição, γ .
 Fonte: adaptado de Van der Linden (1999)

Uma dada configuração somente pode alcançar sua máxima rigidez relativa, $[EI_{ef}/EI_{min}]_{max}$, para uma razão específica entre h_c e h_w e n vezes a razão entre b_c e b_w . Essa razão, conforme Van der Linden (1999), é dada por:

$$\frac{h_c}{h_w} \cdot \sqrt{\frac{n \cdot b_c}{b_w}} = 1 \quad [2.73]$$

Nesse ponto ótimo de projeto, o aumento de rigidez é governado pelo k_{max} e será, na prática, sempre menor que o valor máximo teórico de quatro. O valor máximo pode ser obtido pela expressão:

$$\left[\frac{EI_{ef}}{EI_{min}} \right]_{max} = 1 + 3 \cdot \gamma \quad [2.74]$$

Considerando-se os parâmetros utilizados para gerar as curvas da Fig. 2.41, a razão entre a altura da laje de concreto e da viga de madeira é $h_c/h_w = 0,35$ e a razão entre suas larguras multiplicada pela razão modular é $n \cdot b_c/b_w = 12$. Para essa razão entre as larguras, a razão ótima entre as alturas seria 0,289 de acordo com a Equação [2.73], e a altura da laje de concreto armado poderia ser de 58 mm ao invés de 70 mm, em combinação com a altura da viga de madeira de 200 mm.

A observação anterior mostra que, em alguns casos, é necessário diminuir a altura ou a largura de um dos componentes da seção transversal para obter a razão ótima de rigidez à flexão. No entanto, segundo Van der Linden (1999), é recomendado aumentar o módulo de deslizamento, k , ao invés de adicionar material, para aumentar a rigidez à flexão de uma viga mista. Isso é válido até o momento em que o módulo de deslizamento não puder mais ser aumentado, ocasião em que as dimensões da seção transversal devem ser modificadas.

2.7.2 Largura efetiva

Tratando do comportamento das estruturas mistas de aço-concreto, em Oehlers e Bradford (1995) afirma-se que o projeto dessas estruturas torna-se bastante simplificado com a discretização dos elementos na forma de viga em T, considerando uma largura de mesa tal que seu comportamento aproxima-se adequadamente do sistema misto. Na análise da viga mista é assumido que o efeito de composição induz a uma distribuição linear de deformações ou a uma distribuição bi-linear, dependendo do grau de composição.

É também assumido que essa distribuição de deformações não varia ao longo da largura da seção transversal. Na verdade isso não ocorre na prática, devido às não-linearidades e ao efeito *shear lag*. Os autores enfatizam que o fenômeno de *shear lag* é muito importante para as vigas de aço com grandes mesas.

Em Chiewanichakorn et al. (2004) comenta-se que, por meio do efeito *shear lag*, as tensões e deformações na interface mesa-alma podem ser subestimadas em cálculos baseados em análise linear e que empregam a hipótese de que as seções planas permanecem planas sob flexão. As tensões de compressão variam ao longo da espessura da mesa. Por essa razão, diferentes larguras efetivas podem ser obtidas, dependendo da posição onde essas tensões forem consideradas.

Os métodos para a determinação da largura efetiva da mesa de concreto decorrem da resolução das equações apropriadas da Elasticidade, aplicando-se solução por séries para o comportamento à flexão e de membrana da viga em T, ou o Método das Diferenças Finitas, ou ainda o Método dos Elementos Finitos. A partir dessa última opção, esses autores realizaram estudos para quantificar os efeitos de vários parâmetros na largura efetiva da mesa, dos quais derivam as recomendações apresentadas a seguir. Assim, a largura efetiva é dada por:

$$w_{ef} = b_{ef,e} + b_{ef,d} \quad [2.75]$$

em que as dimensões $b_{ef,e}$ e $b_{ef,d}$ estão representadas na Fig. 2.42. Para vigas simplesmente apoiadas com vão L:

$$\frac{b_{ef}}{T_{adj}/2} = 1 - 0,6 \frac{T_{adj}}{L} \quad \text{quando} \quad \frac{T_{adj}}{L} \leq 1 \quad [2.76]$$

e

$$b_{ef} = 0,2L \quad \text{quando} \quad \frac{T_{adj}}{L} > 1 \quad [2.77]$$

A largura efetiva da mesa, w_{ef} , tende à dimensão w_{laje} , indicada na Fig. 2.42, enquanto a razão T_{adj}/L aproxima-se de zero. As Equações [2.75] a [2.77] estão sujeitas às seguintes limitações geométricas:

$$b_{ef} \leq \frac{T_{adj}}{2} \quad \text{e} \quad b_{ef} \leq T_{lat} \quad [2.78a \text{ e } b]$$

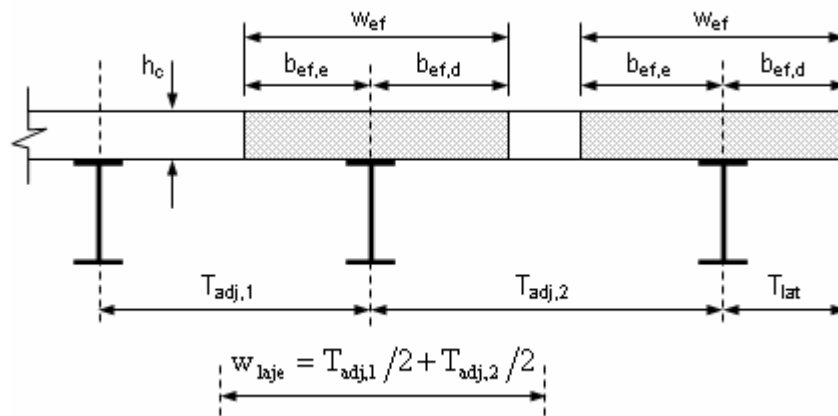


Figura 2.42 – Largura efetiva. Fonte: adaptado de Oehlers e Bradford (1995)

O EUROCODE 4 (1994) simplifica as Equações [2.76] e [2.77], indicando simplesmente a recomendação:

$$b_{ef} = 0,125L \quad [2.79]$$

2.7.3 Influência do concreto

Para estudar a influência do concreto na resistência e rigidez de vigas mistas de madeira-concreto fez-se variar, conforme Van der Linden (1999), os seguintes parâmetros do

concreto: (a) a resistência à tração; (b) a resistência à compressão; (c) o módulo de elasticidade; e (d) a largura efetiva da mesa.

Nas vigas mistas com seção transversal em T, a laje de concreto é inicialmente colocada sob compressão em grande parte das possíveis configurações. Dependendo da rigidez e da resistência dos conectores e para um determinado nível de carregamento, a laje permanece sob compressão ou apresenta tensões de tração. A rigidez total das vigas mistas é principalmente baseada na composição entre o concreto e a madeira e na rigidez da viga de madeira. Em Van der Linden (1999) afirma-se que a rigidez da laje de concreto dificilmente afeta a rigidez total da viga mista.

Esse autor também observou que a resistência à compressão do concreto dificilmente influencia a rigidez de uma viga mista de madeira-concreto. Da mesma forma, variando o módulo de elasticidade entre 25.000 MPa e 30.000 MPa, foi observado que essa propriedade não tem influência significativa na resistência e rigidez das vigas mistas.

Nas estruturas de pisos de edificações, a largura efetiva da mesa de concreto é igual à distância entre as vigas de madeira, desde que carregamentos uniformes sejam considerados na avaliação. Assim, em Van der Linden (1999) comenta-se que, para as vigas em que forças estão aplicadas no meio do vão, a largura efetiva da mesa pode ser considerada, de forma conservadora, igual a 95% da distância entre as vigas de madeira, desde que o vão seja pelo menos cinco vezes maior que a distância entre as vigas.

No projeto de uma estrutura mista é necessário assegurar que o cisalhamento longitudinal, transmitido pelos conectores, seja resistido pela camada de concreto armado. O mecanismo de transferência do cisalhamento longitudinal para o concreto depende dele estar ou não inicialmente fissurado.

A retração do concreto depende das condições ambientais onde a peça estrutural está inserida e dos componentes do concreto, e as deformações de retração podem exceder

$\varepsilon = 500 \cdot 10^{-6}$. Além do mais, a retração é dependente do tempo e, por essa razão, as forças induzidas causarão fluência, como se ressalta em Oehlers e Bradford (1995). Os conectores que fazem a ligação entre a madeira e o concreto são os responsáveis pela resistência à retração, de tal modo que as forças de cisalhamento, devido à retração, são em direção oposta às induzidas pelas forças gravitacionais. No entanto, a retração causa deformação na alma da seção em T, na mesma direção que as deformações provocadas pelas forças gravitacionais.

2.7.4 Influência dos conectores

Até certo ponto, a influência dos conectores é determinada pelo vão da viga mista, como mostra a Fig. 2.41. Em vãos que variam entre três e nove metros, que na prática são muito comuns nas estruturas de pisos, o distanciamento entre os conectores desempenha um papel importante. Os parâmetros que foram adotados para se obter as curvas da Fig. 2.41 são mais uma vez utilizados, em conjunto com os vãos de três, seis e nove metros, para mostrar a importância da rigidez do sistema de conexão em relação à rigidez da viga mista. Os resultados encontram-se ilustrados na Fig. 2.43.

Para essa configuração, a máxima rigidez que pode ser encontrada é, aproximadamente, $4,0E+12$ N.mm². Para um módulo de deslizamento, k , próximo de zero a rigidez da viga é apenas 25% da rigidez máxima. Na prática, as exigências em termos de deformação determinam o mínimo valor de k .

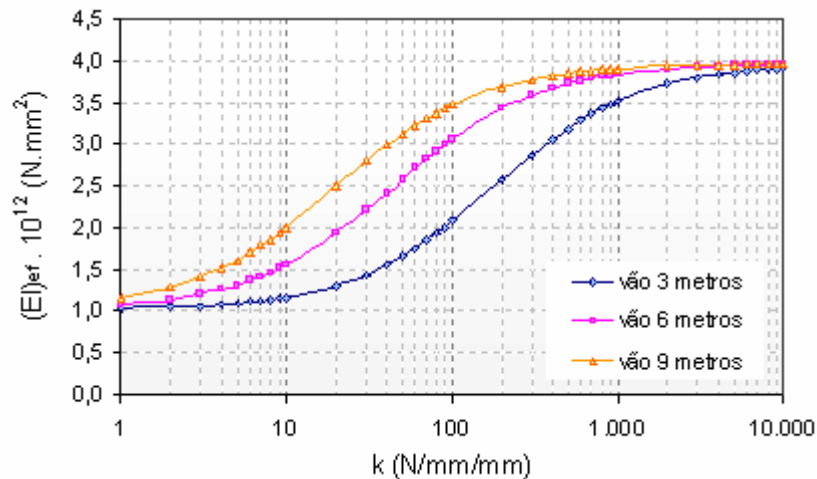


Figura 2.43 – Relação entre a rigidez à flexão da viga mista (EI_{ef}) e o módulo de deslizamento por unidade de comprimento. Fonte: adaptado de Van der Linden (1999)

2.7.5 Influência da madeira

Em boa parte das possíveis configurações para as vigas mistas de madeira-concreto, a resistência e a rigidez da viga de madeira são os principais fatores que influenciam na resistência última e na rigidez do compósito. Uma das razões que justifica essa afirmação é a grande dispersão dos valores das propriedades mecânicas da madeira. Em Van der Linden (1999) observa-se que a capacidade de carga das vigas mistas é quase sempre determinada pela resistência à tração paralela às fibras da viga de madeira.

Todavia, as tensões de tração que ocorrem na madeira são, em grande parte, dependentes do módulo de deslizamento, k . Para ilustrar, esse autor demonstra que, em uma viga mista de madeira-concreto com seis metros de vão e sujeita a um carregamento uniformemente distribuído de 6 kN/m^2 , a tensão de tração na madeira cai de $14,8 \text{ MPa}$ – quando os materiais que compõem a viga mista não experimentam qualquer tipo de composição – para $8,6 \text{ MPa}$ quando a seção transversal está sujeita a composição total.

Por outro lado, a resistência à compressão da madeira não tem uma significativa importância na capacidade resistente da viga mista, como também na sua rigidez inicial.

2.8 Conclusões da revisão bibliográfica

Indubitavelmente, a MLC tem se mostrado como alternativa promissora para um melhor aproveitamento dos recursos florestais brasileiros. Seu comportamento mecânico, manutenção dos padrões de estética da madeira serrada e possibilidade de obtenção de formas diferenciadas, com dimensões praticamente ilimitadas, sugerem que esse material seja mais bem explorado por arquitetos, engenheiros e pesquisadores nacionais. Pesquisas mostram que a resistência da MLC pode ser melhorada com a adição de fibras sintéticas, resultando no aumento da confiabilidade do material e em uma conveniente redução no consumo de madeira. Desse modo, sob a óptica da sustentabilidade, essa alternativa tem muito a contribuir no campo de atuação da engenharia civil.

A adição das fibras de vidro, na face tracionada das peças de MLC, garante um acréscimo na resistência sob condições de flexão, mas o ganho em termos de rigidez é modesto. Uma das possibilidades de modificação desse comportamento é por meio da sua associação com uma laje de concreto armado, gerando as estruturas mistas de madeira-concreto, as quais oferecem várias vantagens, especialmente nos aspectos de durabilidade, rigidez e conforto acústico.

Embora os resultados preliminares apontem para uma visão animadora dessa associação, estudos adicionais devem ser realizados no sistema de ligação e em vigas com seção transversal em T, com essas características, visando minorar o deslizamento na interface madeira-concreto e, conseqüentemente, melhorar a rigidez do conjunto.

Análises numéricas também devem ser procedidas para que se tenha um modelo capaz de estimar o comportamento desse sistema e, assim, poder recomendá-lo e empregá-lo eficientemente em construções.

3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A revisão bibliográfica permitiu a constatação da eficiência da MLC reforçada com fibras de vidro e mostrou, dentre outras, os resultados conseguidos por meio da aplicação das estruturas mistas de madeira-concreto. Assim, para que a associação de materiais proposta nesta pesquisa seja uma técnica capaz de ser empregada na prática da engenharia civil, é necessário um amplo conhecimento de suas particularidades, que culmine na formação de um modelo ou algoritmo apropriado ao projeto dessas estruturas.

Para alcançar esses objetivos, bem como fomentar a necessária aferição dos modelos numéricos, foi desenvolvido um programa experimental constituído pelas seguintes etapas: (a) caracterização dos materiais envolvidos; (b) determinação do módulo de deslizamento e força de ruptura dos sistemas de conexão propostos; (c) ensaios de vigas com dimensões estruturais, compostas de mesa de concreto armado e alma de MLC, com e sem reforços com fibras de vidro. Convém enfatizar que os conteúdos relativos ao programa experimental estão distribuídos nos Cap. 3, 4 e 5 desta tese, com o propósito de organizar a sua apresentação.

Deste modo, neste capítulo são descritos os procedimentos experimentais adotados para a caracterização dos materiais envolvidos, a saber: (a) madeira; (b) concreto; (c) aço; (d) fibras de vidro. Especificamente são expostos os resultados e os métodos de ensaios considerados na determinação de suas propriedades físicas e mecânicas, e, ao mesmo tempo, apresentadas as justificativas para a escolha dos materiais.

Além disso, são reveladas as particularidades relativas à execução das emendas nas lâminas de madeira e a avaliação da eficiência do processo. Os parâmetros obtidos nesta fase

são fundamentais para descrever o comportamento dos materiais, fornecendo os valores das constantes indispensáveis para as avaliações numéricas dos sistemas de conexão e das vigas mistas.

Praticamente todo o programa experimental foi realizado nos laboratórios do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. A colagem das emendas dentadas executadas nas lâminas, assim como a colagem e prensagem das vigas de MLC, foi realizada na empresa Matra, localizada no Município de São Carlos.

Todo procedimento experimental é amparado nas recomendações das normas pertinentes ou, na ausência de normatização aplicável, baseiam-se em publicações correlatas.

3.1 Madeira

3.1.1 Escolha do material

Apesar da imensa quantidade de espécies disponibilizadas pelas florestas brasileiras, optou-se pela utilização de madeiras provenientes de áreas reflorestadas; com essa escolha, pretende-se incentivar o uso das madeiras procedentes das florestas plantadas e, assim, explorar de forma adequada o potencial de produção nacional.

Num primeiro momento, cogitou-se a hipótese de se utilizar o *Eucalyptus grandis* para a produção das peças de MLC, justificada pela grande disponibilidade dessa espécie no Estado de São Paulo. A madeira dessa espécie, segundo Alzate (2004), é considerada medianamente leve e fácil de trabalhar em operações de usinagem, sendo considerada de baixa estabilidade dimensional e de elevada permeabilidade. É uma das espécies mais

versáteis, indicada para múltiplos usos. No entanto, apresenta problemas de empenamento, contrações e rachaduras nas operações de desdobro e de secagem. O Anexo E da NBR 7190 (1997) fornece, para a umidade de 12%, os valores médios das propriedades físicas e mecânicas dessa espécie, as quais se encontram registradas na Tab. 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades físicas e mecânicas do *Eucalyptus grandis*

Propriedades	Valores médios
Densidade aparente	0,64 g/cm ³
Resistência à compressão paralela às fibras, $f_{c,0}$	40,3 MPa
Resistência à tração paralela às fibras, $f_{t,0}$	70,2 MPa
Resistência ao cisalhamento, f_v	7,0 MPa
Módulo de elasticidade na direção das fibras, $E_{c,0}$	12.813 MPa

Antes, porém, da aquisição do *Eucalyptus grandis* para a confecção das peças de MLC, foram feitos contatos com as empresas que comercializam essa espécie na região, constatando-se a necessidade de submetê-las à secagem. Desta forma, selecionou-se um produto em condições de uso imediato, eliminando-se os custos e tempos impostos pela operação de secagem. Assim, a espécie adquirida foi um híbrido de *Eucalyptus grandis* e *Eucalyptus urophylla* – comercializada com o nome de *Lyptus* – e procedente de áreas de reflorestamento situadas no sul do Estado da Bahia. O lote de madeira foi adquirido em fevereiro de 2007.

Essa substituição foi providencial, pois praticamente não houve perdas do material adquirido, em face de seu processo de seleção na indústria. Além do mais, observa-se que as propriedades físicas e mecânicas do *Lyptus* superam as do *Eucalyptus grandis*, pela confrontação entre os valores constantes nas Tab. 3.1 e 3.2.

3.1.2 Propriedades físicas e mecânicas do *Lyptus*

Das pranchas adquiridas, ou das peças de MLC produzidas, dependendo do ensaio, extraíram-se corpos-de-prova para a averiguação das propriedades físicas e mecânicas do material, encontrando-se, para o lote ensaiado, os valores médios apresentados na Tab. 3.2, os quais foram corrigidos para o teor de umidade de 12%. No Apêndice A se apresentam as tabelas que registram os dados completos dos ensaios realizados, bem como seus respectivos desvios-padrão e coeficientes de variação. Todos os ensaios obedeceram às prescrições do Anexo B da NBR 7190 (1997).

Tabela 3.2 – Propriedades físicas e mecânicas do *Lyptus* – valores médios

Propriedades	Valores médios
Teor de umidade	9,1 %
Densidade aparente – teor de umidade de 12%	0,79 g/cm ³
Resistência à compressão paralela às fibras, $f_{c,0}$	69,4 MPa
Resistência à tração paralela às fibras, $f_{t,0}$	82,9 MPa
Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras, $f_{v,0}$	7,5 MPa
Resistência ao cisalhamento na lâmina de cola, $f_{gv,0}$	7,7 MPa
Resistência à tração normal à lâmina de cola, $f_{gt,90}$	1,6 MPa
Resistência à flexão, f_M	94,8 MPa
Resistência ao embutimento paralelo às fibras, $f_{e,0}$	60,9 MPa
Módulo de elasticidade na direção das fibras, $E_{c,0}$	27.541 MPa
Módulo de elasticidade à flexão, E_M	18.004 MPa

Com a preocupação de manter a qualidade do material adquirido, todo o lote de madeira adquirido foi convenientemente estocado nas dependências do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira – LaMEM, da Escola de Engenharia de São Carlos.

3.1.3 Classificação visual e mecânica

O lote adquirido foi constituído por pranchas com espessura de 32 mm, porém com larguras e comprimentos variados. As pranchas passaram por desdobramento para resultarem em lâminas com seção transversal mínima de 85 x 32 mm. Após o aplainamento, as lâminas atingiram uma espessura média de 30 mm.

Para dispô-las convenientemente, ao longo da altura da seção transversal das vigas, as lâminas passaram, inicialmente, por um processo de classificação visual, em conformidade com as recomendações da ASTM D 245 (2006). Observou-se a ocorrência de nós, geralmente soltos e isolados, ocupando menos de 25% das faces largas das lâminas (diâmetros médios de 20 mm), conforme ilustra a Fig. 3.1; as fibras da madeira apresentaram sempre inclinações inferiores a 1:10. Poucas lâminas tinham nós espaçados a aproximadamente 50 cm, como se observa em uma das lâminas na parte superior do lote, na Fig. 3.2. Boa parte das lâminas não apresentou nenhum nó e, algumas delas manifestaram um único nó, na face larga, ao longo de todo o comprimento.



Figura 3.1 – Configuração típica dos nós



Figura 3.2 – Incidência de nós nas lâminas

Em seguida, as lâminas foram classificadas mecanicamente por meio de vibração transversal – empregando-se o equipamento *Transverse Vibration E-Computer*, modelo 340 da Metriguard – e por meio de flexão estática, seguindo-se os procedimentos da norma ASTM D 4761 (1996), determinando-se os módulos de elasticidade à flexão (MOE) segundo o eixo de menor inércia. As Fig. 3.3 e 3.4 mostram os arranjos de ensaios das lâminas por meio de vibração transversal e de flexão estática, respectivamente.



Figura 3.3 – Ensaio por meio de vibração transversal



Figura 3.4 – Ensaio por flexão estática

Obteve-se, a partir dos ensaios de vibração transversal, um valor médio do MOE equivalente a 20.424 MPa, com coeficiente de variação de 20%, enquanto que os ensaios de flexão estática apontaram para um valor médio do MOE equivalente a 18.876 MPa, com coeficiente de variação de 20,3%. Deste modo, com uma diferença de apenas 8,2% entre os resultados, o método da vibração transversal mostrou-se totalmente apropriado para a classificação mecânica das lâminas. No Apêndice B se apresentam os resultados da classificação mecânica das 214 lâminas ensaiadas.

3.1.4 Realização das emendas nas lâminas

Como o comprimento das vigas de MLC supera o das lâminas adquiridas, houve a necessidade de realizar uma emenda em cada lâmina. Adotou-se o MOE obtido por meio da flexão estática como padrão para a seleção das peças que iriam ser emendadas, buscando-se associar aquelas cujos MOEs fossem o mais próximo possível.

Optou-se pela realização das emendas com dentes na horizontal, conforme a Fig. 3.5, para minimizar a redução na largura das lâminas por ocasião das operações de aparelhagem. A colagem das emendas foi feita mecanicamente, utilizando-se a prensa ilustrada na Fig. 3.6, a qual conferiu uma grande agilidade ao processo. Depois de emendadas, as lâminas foram retiradas da prensa, sempre por duas pessoas, e colocadas em local apropriado para a cura do adesivo.

Na colagem das emendas dentadas, bem como na fabricação das vigas de MLC, empregou-se o adesivo do tipo isocianato – Wonderbond EPI EL 70, com o catalisador EPI WS 742 – produzidos pela Hexion Química. Esse adesivo tem coloração que não marca as faces coladas, mas requer um tempo de aproximadamente 10 minutos entre a aplicação na lâmina e a prensagem, conforme relatório técnico assinado por Bao (2005), exigindo uma intensa programação para que esse tempo possa ser alcançado.



Figura 3.5 – Emenda dentada



Figura 3.6 – Colagem das emendas dentadas

Após a realização das emendas, as lâminas foram novamente ensaiadas, pelo método da flexão estática, para a determinação dos novos MOEs, obtendo-se um valor médio correspondente a 19.717 MPa, com coeficiente de variação de 17,6%, conforme dados apresentados na Tab. B.2 do Apêndice B. Esse valor, obtido em corpos-de-prova com dimensões estruturais, é 9,5% superior ao módulo de elasticidade à flexão, E_M , obtido em corpos-de-prova isentos de defeitos. Ressalta-se, ainda, que os módulos de elasticidade obtidos nesta fase serviram para a seleção e distribuição das lâminas ao longo da altura da seção transversal das vigas de MLC.

3.1.5 Avaliação das emendas dentadas

Para acelerar a produção, a colagem das emendas dentadas foi realizada utilizando-se a prensa hidráulica ilustrada na Fig. 3.6, a qual é destinada especificamente para esse fim em ambiente industrial de produção de MLC. No entanto, para retirar as lâminas da esteira da prensa, foi necessário o auxílio de duas pessoas. Mesmo assim, devido ao longo comprimento, os inevitáveis movimentos de flexão provocaram o descolamento de emendas dentadas, exigindo que a colagem fosse refeita em diversas ocasiões.

Diante disso, para examinar a influência dessa dificuldade na qualidade das emendas, foram realizados ensaios com o objetivo de quantificar as suas eficiências. Das lâminas emendadas excedentes foram extraídos corpos-de-prova com dimensões estruturais – aproximadamente dois metros de comprimento – e ensaiados na máquina de tração Metriguard 422 (*Tension Proof Tester*), cujos resultados encontram-se arrolados na Tab. 3.3.

Tabela 3.3 – Resistência à tração paralela às fibras em lâminas de tamanho estrutural com emendas dentadas

Lâminas com emendas dentadas				
N° peça	Seção transversal		Força de ruptura (kN)	Tensão (MPa)
	b (mm)	h (mm)		
036-042	87,55	32,24	53	18,8
137-113	90,15	32,53	46	15,7
130-129	90,52	32,16	33	11,3
024-055	88,83	32,15	67	23,5
149-165	88,72	32,30	51	17,8
127-094	88,94	31,90	55	19,4
Média:				17,7
Desvio-padrão:				3,7
cov (%):				20,8

Com as mesmas dimensões, porém sem emendas, foram ensaiados os corpos-de-prova relacionados na Tab. 3.4. A comparação desses resultados, com aqueles alcançados pelas lâminas com emendas, revelou uma eficiência de apenas 26% para essas emendas.

Tabela 3.4 – Resistência à tração paralela às fibras em lâminas de tamanho estrutural sem emendas

Lâminas sem emendas				
N° peça	Seção transversal		Força de ruptura (kN)	Tensão (MPa)
	b (mm)	h (mm)		
036	86,12	32,61	174	62,0
055	90,28	32,07	250	86,3
165	87,85	31,88	212	75,7
157	87,80	31,06	189	69,3
113	88,98	32,07	134	47,0
129	89,93	32,45	145	49,7
094	88,77	32,19	251	87,8
Média:				68,3
Desvio-padrão:				15,1
cov (%):				22,2

Posteriormente, fazendo-se uso da mesma madeira e do mesmo adesivo, foram confeccionados novos corpos-de-prova, porém, para esses, as lâminas já foram preparadas com aproximadamente dois metros de comprimento e as emendas dentadas, localizadas na metade de seus comprimentos, foram coladas aplicando-se pressão com o apoio de equipamento de controle manual. Os resultados desses ensaios encontram-se transcritos na Tab. 3.5, resultando em uma eficiência de 41% para essas ligações. Com efeito, as operações de manuseio das lâminas com elevados comprimentos comprometem a qualidade das emendas.

Acrescenta-se que, dentre todas as vigas ensaiadas e adiante descritas, apenas duas delas se romperam por falha nas emendas dentadas, indicando que, apesar da baixa eficiência constatada para as emendas, o efeito da laminação fez com que as tensões procurassem caminhos alternativos para fluírem, conforme ressaltado em Falk e Colling (1995).

Tabela 3.5 – Resistência à tração paralela às fibras em lâminas de tamanho estrutural, com emendas dentadas e prensagem com controle manual

Lâminas com emendas dentadas – prensagem com controle manual				
Nº peça	Seção transversal		Força de ruptura (kN)	Tensão (MPa)
	b (mm)	h (mm)		
1	80,10	27,39	63	28,7
2	81,44	27,48	64	28,6
3	81,43	27,74	57	25,2
4	82,79	26,77	59	26,6
5	88,15	27,98	67	27,2
6	84,39	27,35	62	26,9
7	87,08	27,86	84	34,6
Média:				28,3
Desvio-padrão:				2,8
cov (%):				10,0

3.2 Concreto

Nesta seção são descritas as propriedades dos concretos utilizados em duas fases distintas do trabalho, a saber: (a) confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento; (b) produção das vigas mistas de MLC-concreto. Para atender às exigências da NBR 6118 (2003), esses concretos deveriam pertencer, no mínimo, à classe de resistência C20.

3.2.1 Concreto utilizado na confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento

Para os corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores optou-se pela preparação do concreto no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, o qual foi produzido por agitação mecânica, como mostra a Fig. 3.7, e a partir da mistura adequada de cimento portland do tipo CPII-E32, areia média, pedrisco e água (traço 1:2,45:2,35:0,6). Decidiu-se pela utilização do pedrisco, como agregado graúdo, para facilitar o lançamento e o adensamento do concreto, conforme mostra a Fig. 3.8. Na produção do concreto os materiais foram submetidos a um rigoroso controle de quantidade, por pesagem.



Figura 3.7 – Preparação do concreto para os corpos-de-prova de cisalhamento



Figura 3.8 – Concretagem dos corpos-de-prova de cisalhamento

Os corpos-de-prova cilíndricos de concreto foram ensaiados utilizando-se a máquina universal de ensaios da marca *Instron*, com capacidade para 1.500 kN, mostrada na Fig. 3.9. Para a determinação das deformações de compressão foram instalados *clip-gages* com 200 mm de base de medida, conforme ilustra a Fig. 3.10. Os dados relativos às forças de compressão aplicadas e às variações na base de medida dos *clip-gages* foram obtidos por meio de um sistema de aquisição de dados acoplado ao conjunto – *System 5000* da *Visby Measurements Groups*.



Figura 3.9 – Máquina de ensaios Instron

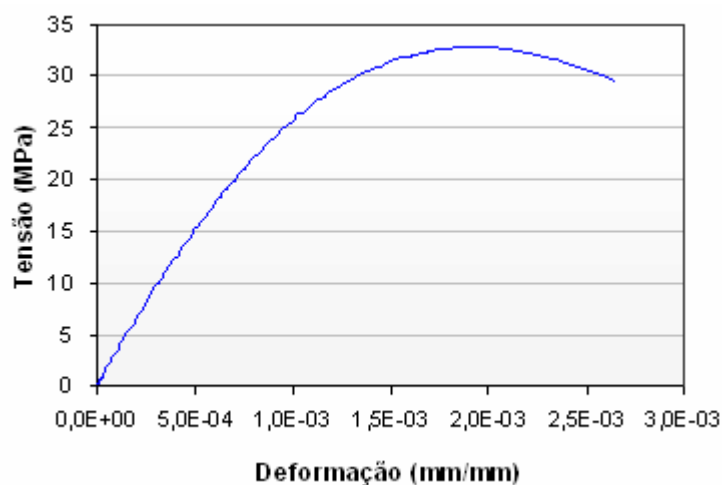


Figura 3.10 – Corpo-de-prova com *clip-gages* instalados

Do concreto produzido para a confecção desses corpos-de-prova, extraiu-se quantidade suficiente para a moldagem de 12 corpos-de-prova cilíndricos (15 x 30 cm), dos quais foram obtidos os valores relacionados no Apêndice C e cujos valores médios encontram-se transcritos na Tab. 3.6. Os corpos-de-prova foram moldados segundo a NBR 5738 (2003), e os ensaios realizados conforme as normas NBR 5739 (1994) e NBR 8522 (2003). O comportamento típico desse concreto, nos ensaios de compressão, encontra-se ilustrado na Fig. 3.11.

Tabela 3.6 – Propriedades do concreto dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores

Propriedade	Valor médio	cov (%)
Resistência à compressão aos 28 dias, $f_{c,28}$	33,9 MPa	2,5
Módulo de elasticidade tangente inicial, E_{ci}	31.358 MPa	3,1

**Figura 3.11** – Relação tensão-deformação típica do concreto utilizado na confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento, em ensaio de compressão

3.2.2 Concreto utilizado na confecção das vigas mistas

Por outro lado, para a confecção das vigas mistas de MLC-concreto optou-se pela aquisição de concreto usinado, o qual foi adquirido junto à empresa do ramo, com sede na cidade de São Carlos. O traço do concreto – estudado e testado durante os ensaios dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores – foi informado à empresa fornecedora do concreto usinado, de modo que fossem mantidas as mesmas características do concreto produzido e utilizado anteriormente.

Do concreto adquirido, então, extraiu-se quantidade suficiente para a moldagem de seis corpos-de-prova cilíndricos (15 x 30 cm), dos quais foram obtidos os valores relacionados no Apêndice C e cujos valores médios encontram-se transcritos na Tab. 3.7.

Esses corpos-de-prova também foram moldados e ensaiados em conformidade com as normas NBR 5738 (2003), NBR 5739 (1994) e NBR 8522 (2003). O comportamento típico desse concreto, nos ensaios de compressão, encontra-se ilustrado na Fig. 3.12.

Tabela 3.7 – Propriedades do concreto das vigas mistas de MLC-concreto

Propriedade	Valor médio	cov (%)
Resistência à compressão aos 28 dias, $f_{c,28}$	45,2 MPa	4,1
Módulo de elasticidade tangente inicial, E_{ci}	36.436 MPa	3,8

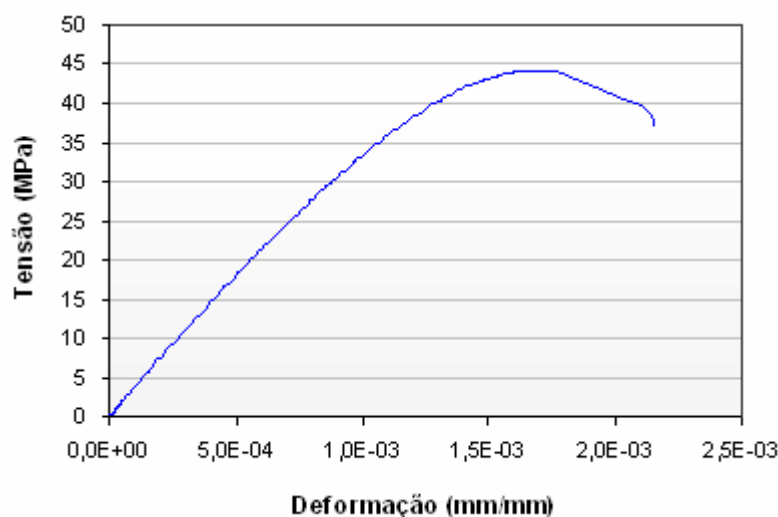


Figura 3.12 – Relação tensão-deformação típica do concreto utilizado na confecção das vigas mistas de MLC-concreto, em ensaio de compressão

3.3 Aço

Os ganchos de aço utilizados como sistema de conexão foram obtidos a partir do fracionamento de barras de aço trefilado do tipo CA-50, cuja resistência característica ao escoamento, f_{yk} , é de 500 MPa, com diâmetros nominais de 8 mm e 10 mm. Depois de cortados e dobrados, conforme projeto, os ganchos receberam tratamento de limpeza, antes da

concretagem. Ressalta-se que, nas aplicações estruturais sujeitas às intempéries, esses conectores devem receber tratamento anticorrosivo, tal como a galvanização.

Por outro lado, as chapas de aço perfuradas foram obtidas a partir de chapas lisas de aço, com espessura de 4,75 mm. Os furos foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. A mesma observação, quanto ao tratamento anticorrosivo, se faz para essas chapas metálicas.

Das barras de aço adquiridas extraíram-se amostras, com diâmetro nominal de 4,2 mm, as quais foram submetidas a ensaios de tração na máquina de ensaios *Dartec*, com capacidade para 100 kN. Com o objetivo de determinar as deformações decorrentes da aplicação de força de tração, instalou-se um *clip-gage* com 25 mm de base de medida.

Um dos corpos-de-prova ensaiados apresentou os seguintes resultados: resistência à tração – $f_t = 780,3$ MPa e módulo de elasticidade $E = 203.684$ MPa, o qual pôde ser considerado típico pela semelhança com os demais resultados. A determinação da resistência à tração e o diagrama tensão-deformação do aço se deu a partir das recomendações da norma NBR ISO 6892 (2002). O comportamento de um dos corpos-de-prova, em ensaio de tração axial, encontra-se ilustrado na Fig. 3.13.

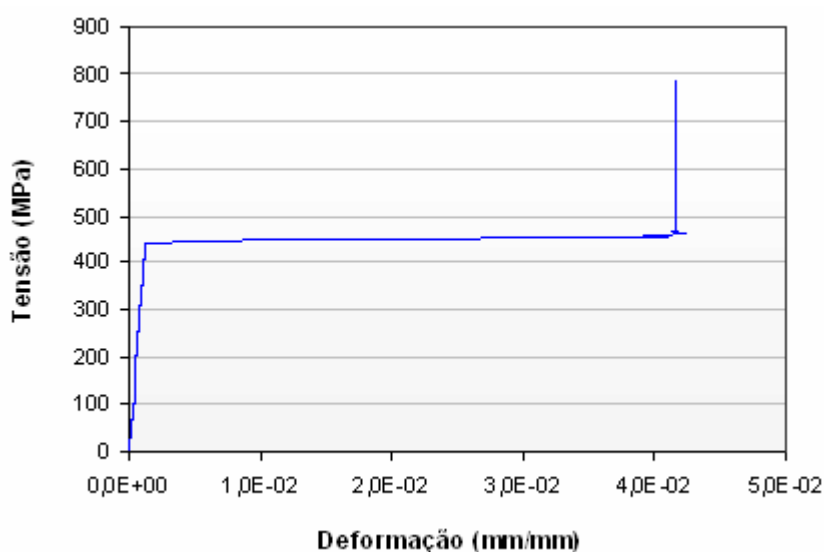


Figura 3.13 – Relação tensão-deformação do aço no ensaio de tração axial

3.4 Fibras de vidro

O reforço com fibras de vidro foi constituído a partir da impregnação, com resina epóxi, de tecido unidirecional de fibras de vidro – UF-0900 (representado na Fig. 3.14) – com espessura efetiva de 0,50 mm, fabricado pela Fibertex Louveira Produtos Têxteis Ltda., o qual também foi avaliado por Fiorelli (2005). A resina epóxi utilizada para a impregnação dos tecidos de fibras de vidro foi a AR-300, com o endurecedor AH-30, ambos produzidos pela *Barracuda Advanced Composites*.

Para a determinação das propriedades mecânicas das fibras de vidro foram produzidos corpos-de-prova, ilustrados na Fig. 3.15, cujas dimensões e procedimentos de ensaio obedeceram às recomendações da norma ASTM D 3039/D 3039M (2006). Após o período requerido para a cura do adesivo, os corpos-de-prova foram submetidos a ensaios de tração axial na máquina de ensaios *Dartec*. Para a determinação das deformações foram instalados *clip-gages* com 25 mm de base de medida.



Figura 3.14 – Tecido de fibras de vidro

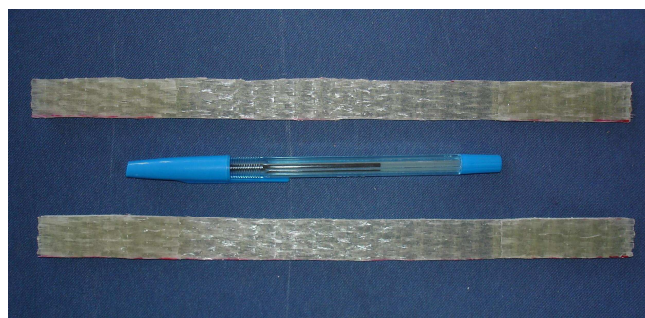


Figura 3.15 – Corpos-de-prova para caracterização das fibras de vidro

Foram ensaiados sete corpos-de-prova, os quais apresentaram as propriedades relacionadas na Tab. 3.8. Os reforços feitos nas extremidades dos corpos-de-prova, que

atendem às instruções normativas, resultaram em excelente comportamento durante os ensaios, não havendo nenhuma ocorrência de ruptura das fibras na região das garras da máquina de ensaios. A Fig. 3.16 ilustra o comportamento típico dos corpos-de-prova de fibras de vidro à tração axial. Na Fig. 3.17 é mostrada a forma característica de ruptura observada.

Tabela 3.8 – Propriedades mecânicas das fibras de vidro

Corpo-de-prova	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade longitudinal (MPa)
1	902,6	70.170
2	1.022,8	61.531
3	926,5	54.885
4	886,8	56.845
5	932,8	55.897
6	1.105,4	60.462
7	913,5	56.449
Média:	955,8	59.463
cov (%):	7,7	8,3

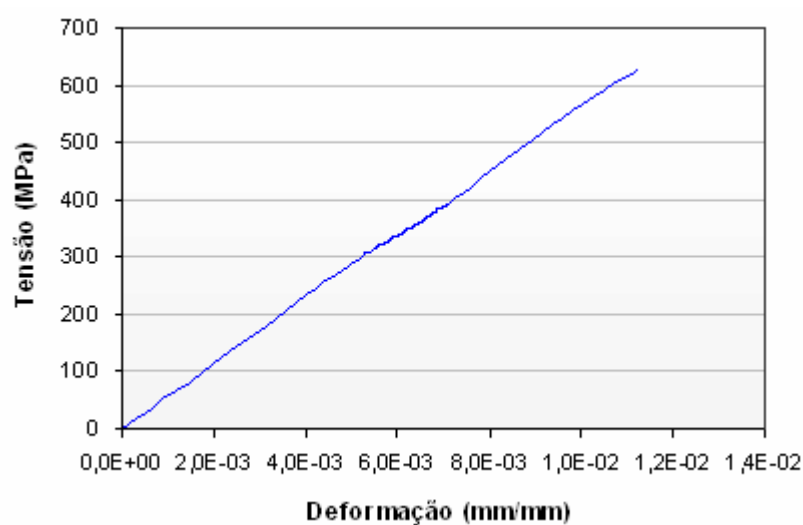


Figura 3.16 – Relação tensão-deformação das fibras de vidro em ensaio de tração



Figura 3.17 – Detalhe típico de ruptura dos corpos-de-prova

Ao caracterizar o mesmo tecido de fibras de vidro, Fiorelli (2005) obteve os valores de resistência à tração de 1.247 MPa e módulo de elasticidade longitudinal de 56.154 MPa. Pequenas variações no processo de confecção dos corpos-de-prova podem explicar as diferenças constatadas entre esses resultados, uma vez que Fiorelli (2005) adotou, em seus ensaios, a versão de 1995 da ASTM D3039.

4 ESTUDO DOS SISTEMAS DE CONEXÃO

Os procedimentos adotados para as avaliações experimentais e numéricas dos sistemas de conexão, com vistas à confecção das vigas mistas de MLC-concreto, são discutidos neste capítulo. Preliminarmente são descritos os métodos utilizados nos ensaios de cisalhamento nos conectores, considerando as variações no sistema de conexão, ou seja, empregando-se ganchos metálicos e chapas metálicas perfuradas. Enfocam-se, também, as condições determinantes da geometria proposta para os modelos avaliados.

Para o estabelecimento dos métodos de ensaio dos sistemas de conexão, assim como a definição dos demais fatores envolvidos, procurou-se a associação das características positivas observadas em diferentes alternativas relatadas na revisão bibliográfica, uma vez que a NBR 7190 (1997) não contempla esse tema.

Além disso, neste capítulo também se descrevem os procedimentos, critérios e programa computacional utilizado para as avaliações numéricas dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores. São apresentadas as justificativas para a escolha do programa computacional empregado e expostos os parâmetros e as considerações adotadas nas análises procedidas.

Como resultados das modelagens propostas e com base nas relações entre forças e deslizamentos, foram determinados os módulos de deslizamento inicial, K_{ser} , os quais são essenciais para as simulações numéricas das vigas mistas. Ademais, os modelos permitiram a verificação dos níveis de tensões e deformações, contribuindo para o entendimento do funcionamento dos sistemas propostos.

4.1 Avaliações experimentais

A determinação do módulo de deslizamento e força de ruptura, correspondentes a cada sistema de conexão, se deu por meio de ensaios de cisalhamento nos conectores, também conhecidos como *push-out shear tests*. Como não há normatização para esse ensaio, foram projetados corpos-de-prova com a expectativa de reproduzir as solicitações que serão experimentadas pelos conectores nas vigas mistas de MLC-concreto.

4.1.1 Ensaios preliminares

Com a intenção de se avaliar as características dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, propostas neste trabalho, especialmente quanto ao comportamento durante os ensaios, preliminarmente foram confeccionados quatro corpos-de-prova – designados CP1, CP2, CP3 e CP4 – utilizando-se ganchos e chapas metálicas perfuradas como sistemas de conexão, conforme adiante especificado.

4.1.1.1 Descrição dos corpos-de-prova e materiais utilizados

Na expectativa de simular o comportamento dos conectores em vigas mistas de madeira-concreto, com seção transversal em T, os corpos-de-prova foram projetados com a forma de um duplo T. Para as peças laterais de concreto armado adotou-se uma espessura de 70 mm, o que equivale à espessura mínima de lajes admitidas pela NBR 6118 (2003). O comprimento de 150 mm foi estabelecido com o intuito de realizar os ensaios na máquina de ensaios universal *Amsler*, proposta que foi posteriormente abandonada. Por outro lado, a peça central de MLC teve a sua espessura definida pela largura das lâminas da madeira adquirida.

Assim, por conta da forma da seção transversal em duplo T, explica-se a adoção do concreto armado nas peças laterais dos corpos-de-prova. Situadas nas extremidades do corpo-de-prova, com larguras de 150 mm, as peças de concreto também foram responsáveis pela estabilidade dos corpos-de-prova durante os ensaios.

Pranchas de *Lyptus*, provenientes do mesmo lote adquirido para toda a pesquisa, foram utilizadas na produção das peças de MLC. As pranchas passaram por desdobramento para resultarem em lâminas com dimensões mínimas de 85 x 32 mm. Após o aplainamento, as lâminas resultaram em uma espessura média de 30 mm. O adesivo utilizado foi o fenol-resorcinol-formaldeído, o qual é encontrado com a designação comercial de Cascophen e produzido pela Alba Química. O comprimento das lâminas empregadas foi tal que não houve a necessidade de realização de emendas.

A partir da mistura adequada de cimento portland – tipo CPII, areia média, pedrisco e água, produziu-se o concreto que compõe as partes laterais dos corpos-de-prova. Com o objetivo de facilitar o lançamento e o adensamento, optou-se pelo pedrisco como agregado graúdo. Com controle por pesagem dos materiais constituintes e por meio de agitação mecânica, o concreto foi preparado no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Seu adensamento se deu em mesa vibratória.

Do concreto preparado extraiu-se quantidade suficiente para a execução de corpos-de-prova cilíndricos (15 x 30 cm), dos quais foram obtidos os seguintes valores médios: resistência à compressão aos 28 dias, $f_{c,28} = 24,2$ MPa e módulo de elasticidade tangente inicial, $E_{ci} = 25.955$ MPa. Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados segundo a NBR 5738 (2003) e os ensaios realizados conforme as prescrições das normas NBR 5739 (1994) e NBR 8522 (2003).

Os corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores foram confeccionados de acordo com as dimensões e detalhes representados nas Fig. 4.1 a 4.3, com os seguintes sistemas de

conexão: (a) ganchos metálicos, obtidos a partir de barras de aço do tipo CA-50, com diâmetros nominais de 8 mm, 10 mm e 12,5 mm, nos corpos-de-prova CP1, CP2 e CP3, respectivamente, conforme Fig. 4.1; (b) chapas de aço perfuradas – com 4,75 mm de espessura – no corpo-de-prova CP4, conforme Fig. 4.2.

É oportuno salientar que os conectores metálicos passaram por tratamento de limpeza, imediatamente antes de suas fixações na MLC; porém, nas aplicações do cotidiano dos sistemas mistos, esses conectores devem ser galvanizados. Para a fixação dos ganchos e chapas perfuradas utilizou-se o adesivo Sikadur 32, produzido pela Sika S.A.

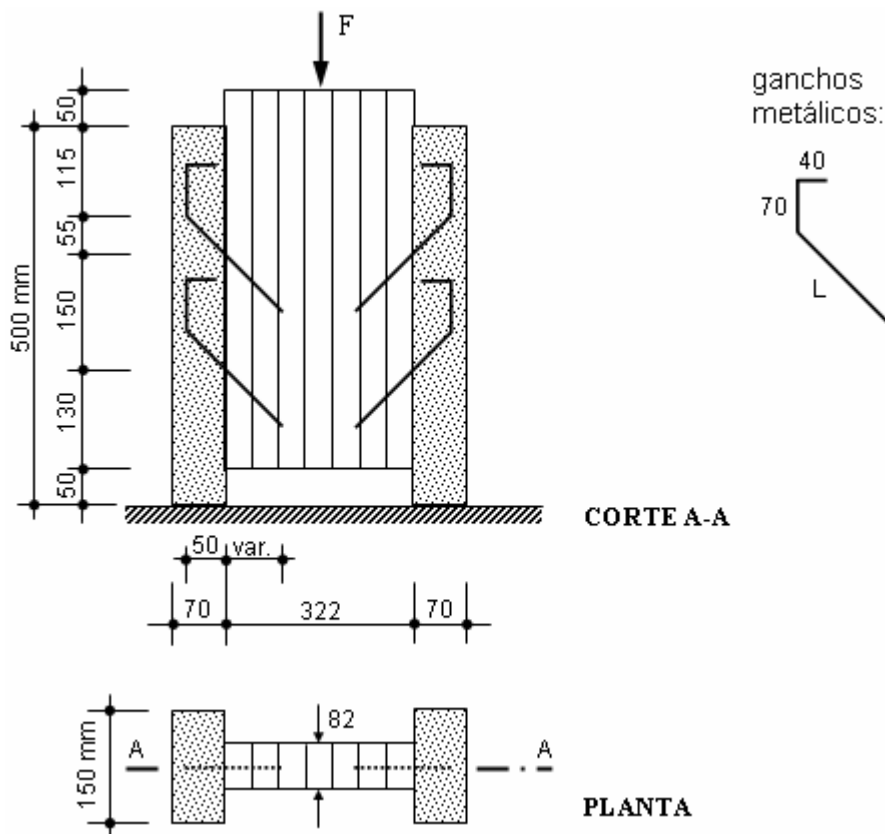


Figura 4.1 – Corpos-de-prova com ganchos metálicos

Formando um ângulo de 45° com as fibras da madeira, os ganchos metálicos foram fixados na MLC, sendo submetidos predominantemente à combinação de esforços de flexão e tração. Os resultados expostos em Pigozzo (2004) justificam tal posicionamento.

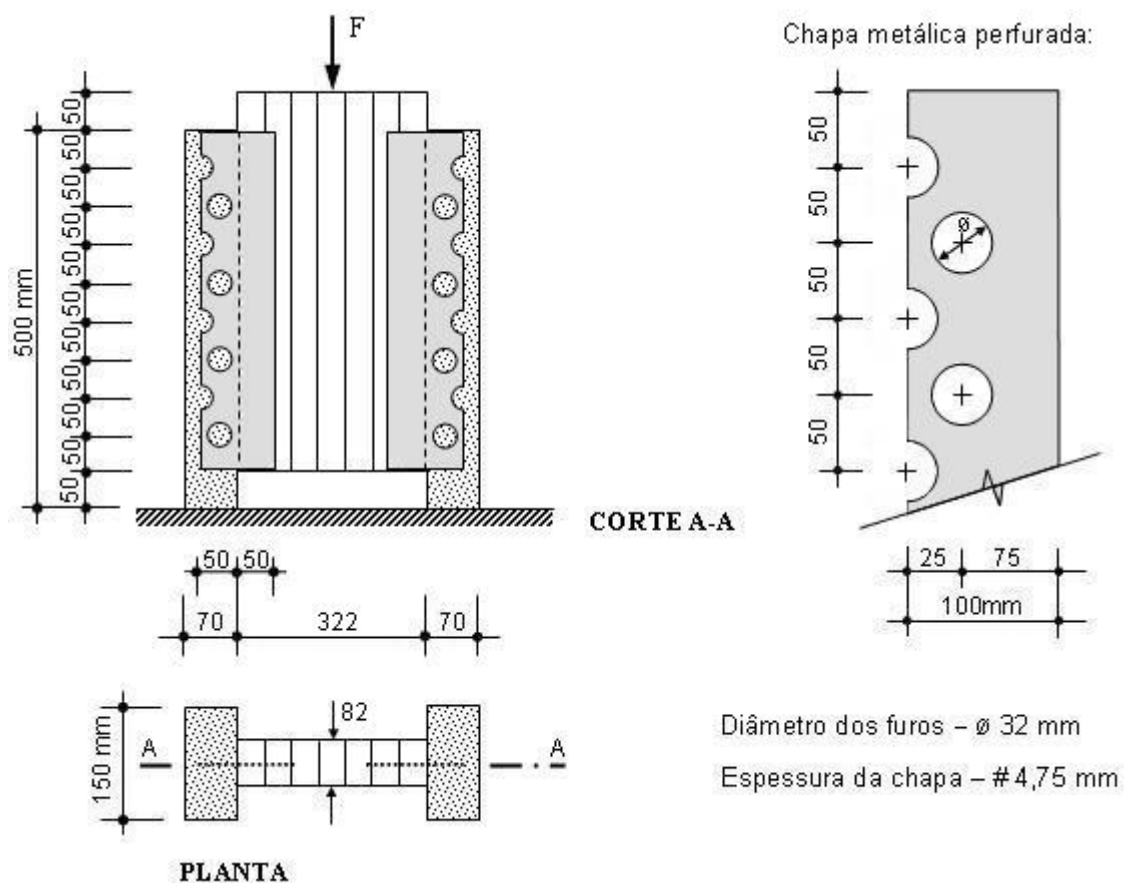


Figura 4.2 – Corpos-de-prova com chapas metálicas perfuradas

Para combater a fissuração do concreto, as peças laterais foram providas de armadura mínima, conforme representado na Fig. 4.3, as quais foram obtidas a partir de recortes de telas soldadas de aço CA60, com espaçamento de 10 x 10 cm.

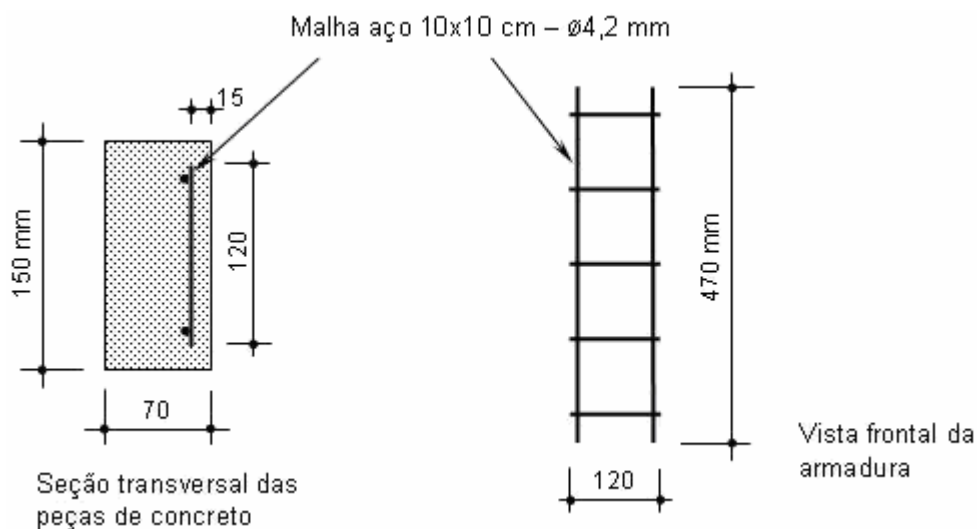


Figura 4.3 – Armadura dos corpos-de-prova

4.1.1.2 Método de ensaio

Em dois ciclos de carregamento, sendo o primeiro carregamento até aproximadamente 40% da força de ruptura, seguido de descarregamento e carregamento final até ser atingida a força de ruptura, foram aplicados os carregamentos nos corpos-de-prova com velocidade constante de 0,6 MPa/min.

Equipamentos foram instalados, conforme ilustram as Fig. 4.4(a) e (b), para a aquisição dos dados relativos às forças aplicadas, deslizamentos na interface madeira-concreto e forças de ruptura. Na extremidade superior do corpo-de-prova instalou-se uma célula de carga com capacidade para 250 kN. Os deslizamentos na interface MLC-concreto foram obtidos por meio de dois transdutores de deslocamentos, do tipo BCD-5C fabricado pela *Kyowa Electronic Instruments*, os quais foram instalados em faces opostas dos corpos-de-prova. Todos os instrumentos foram conectados a um sistema de aquisição de dados – *System 5000* da *Visby Measurements Groups* – com capacidade para 20 canais.



(a)



(b)

Figura 4.4 – Ensaio de cisalhamento: (a) Arranjo de ensaio; (b) Sistema de aquisição de dados

4.1.1.3 Resultados e discussões

Verificou-se um excelente comportamento dos corpos-de-prova, durante os ensaios, no tocante à estabilidade. Foi perceptível o fenômeno de fissuração do concreto, particularmente nas regiões de apoio dos corpos-de-prova, como mostram as Fig. 4.5(a) e (b) e ao longo da linha que contém os conectores. A Fig. 4.6 mostra o desempenho dos quatro corpos-de-prova, ressaltando-se que a ruptura se deu por esmagamento do concreto nas regiões de apoio.

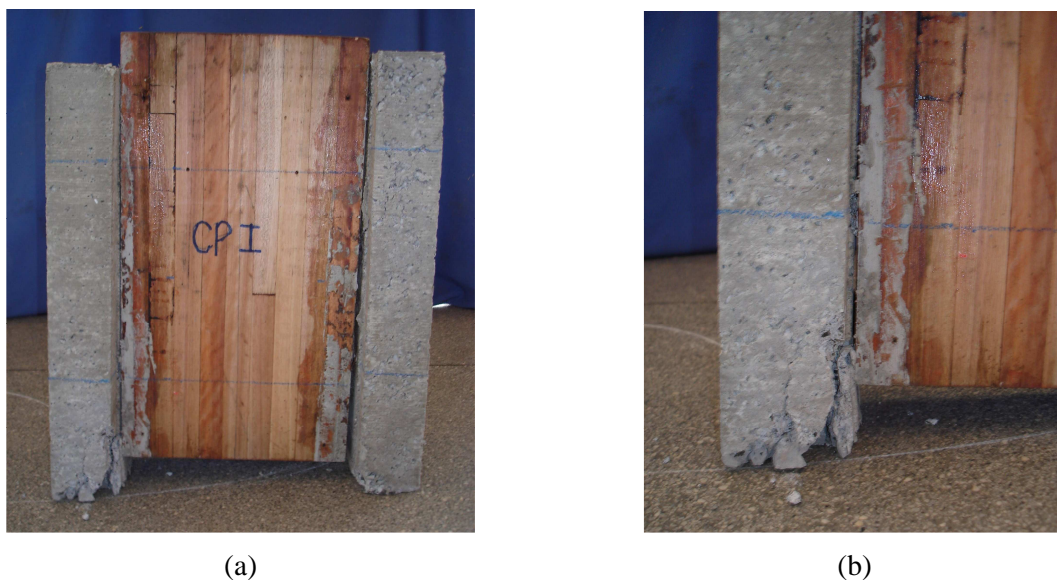


Figura 4.5 – Ruptura dos corpos-de-prova: (a) Ruptura do CP1; (b) Detalhe da ruptura do CP1

Notou-se, durante o ensaio no corpo-de-prova CP2, que houve o descolamento de um dos ganchos, fato que pode ser observado na Fig. 4.6 quando a força atingiu 60 kN. Com a redistribuição dos esforços para os outros ganchos, o sistema se recuperou e continuou com capacidade de receber o carregamento. Esse descolamento pode ter sido causado por falhas na colagem do gancho, pois o adesivo epóxi utilizado teve consistência pastosa, o que causou enorme dificuldade para sua inserção nos furos; pode ter sido formada uma bolha de ar na parte inferior desse furo.

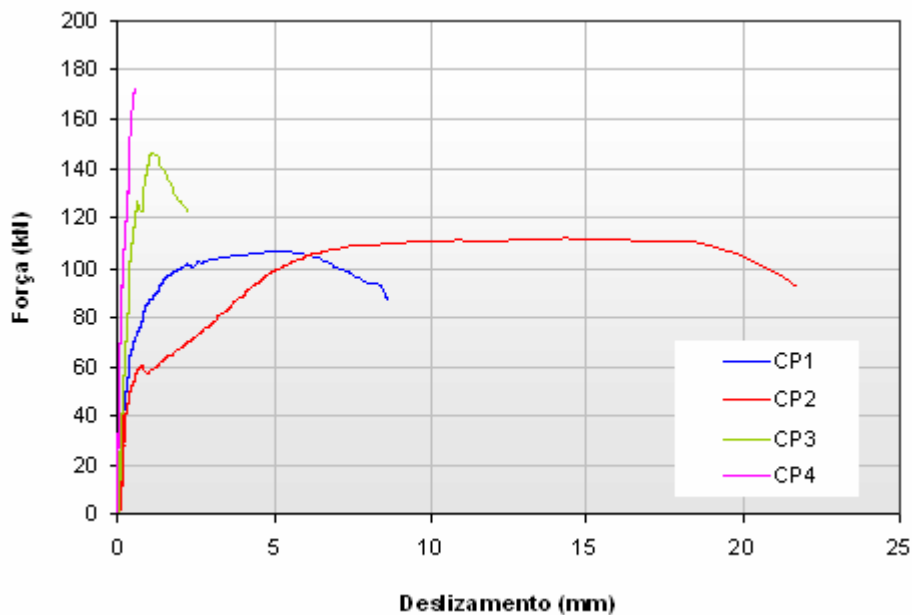


Figura 4.6 – Comportamento dos sistemas de conexão: ensaios preliminares

Na Tab. 4.1 encontram-se registradas as forças de ruptura e os módulos de deslizamento inicial, K_{ser} , correspondentes aos sistemas de conexão propostos nestes ensaios preliminares.

Observa-se que o módulo de deslizamento do CP2 foi contaminado pelo problema de descolamento de um dos ganchos durante o ensaio. Por outro lado, o CP4 apresentou pequenos deslizamentos na interface madeira-concreto, o que resultou em um elevado módulo de deslizamento. Todavia, esse corpo-de-prova se rompeu bruscamente (ruptura frágil), comportamento que não é considerado ideal para os sistemas estruturais em geral.

Tabela 4.1 – Desempenho dos sistemas de conexão: ensaios preliminares

Corpo-de-prova	Conectores	Força de ruptura (kN)	Módulo de deslizamento K_{ser} (N/mm)
CP1	Ganchos – \varnothing 8 mm	106,8	55.169
CP2	Ganchos – \varnothing 10 mm	112,2	36.326
CP3	Ganchos – \varnothing 12,5 mm	146,9	70.279
CP4	Chapas perfuradas – # 4,75 mm	173,0	412.938

Removendo-se o concreto, após a ruptura, observou-se que houve esmagamento da madeira em contato com os ganchos, nos corpos-de-prova CP1 a CP3, além de uma parcela de flexão, conforme Fig. 4.7(a). Não se notou nenhuma alteração na configuração inicial das chapas do CP4, mostrado na Fig. 4.7(b), nem tampouco qualquer descolamento.

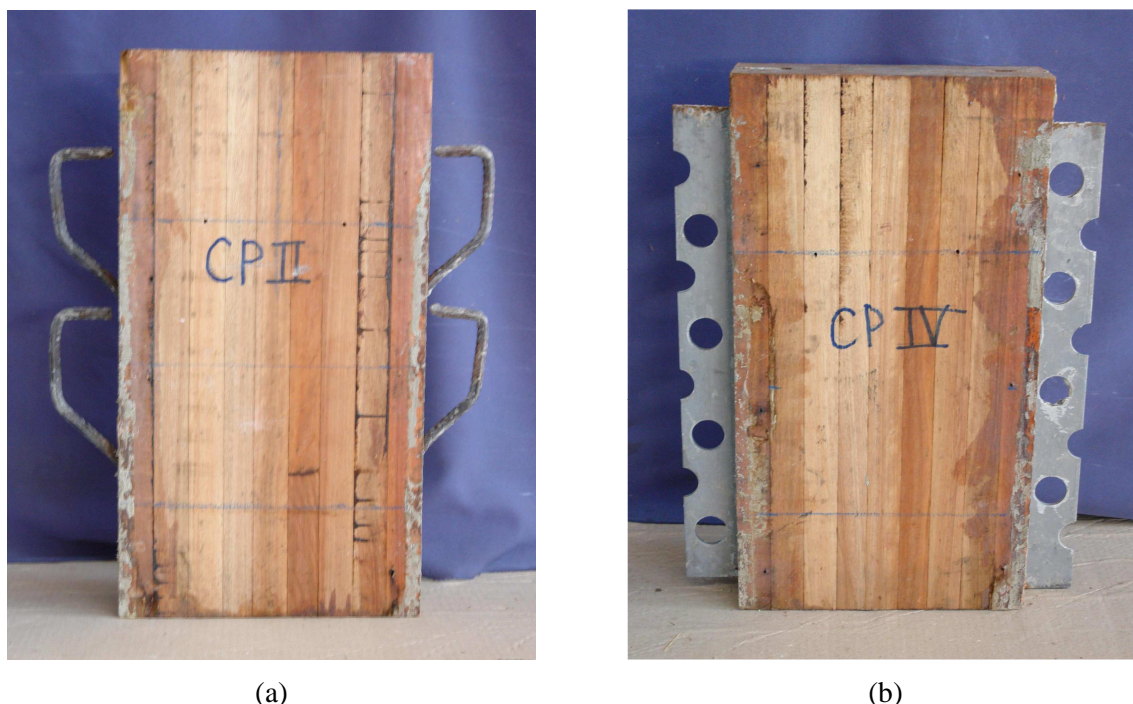


Figura 4.7 – Configuração após a ruptura: (a) CP2; (b) CP4

4.1.2 Ensaios de cisalhamento nos conectores

Constatado o desempenho dos corpos-de-prova propostos, por meio dos ensaios preliminares, em seguida foram produzidos 18 corpos-de-prova, arranjados em três grupos distintos – designados CP-I, CP-II e CP-III. Cada grupo reuniu um total de seis corpos-de-prova com as mesmas características e cujos conectores metálicos foram colados na mesma ocasião. Além disso, suas concretagens ocorreram na mesma data, utilizando-se os mesmos materiais, e, assim, procurando-se obter a máxima semelhança entre eles.

4.1.2.1 Descrição dos corpos-de-prova

Nos corpos-de-prova do tipo CP-I e CP-II, cuja geometria encontra-se ilustrada na Fig. 4.1, o sistema de conexão é composto por ganchos metálicos, que foram obtidos a partir do fracionamento de barras de aço trefilado para concreto armado – tipo CA-50 – com diâmetros de 8 mm e 10 mm, respectivamente. Tais ganchos foram fixados na MLC por meio de adesivo epóxi de consistência fluida (Compound gel, fabricado pela Otto Baumgart), em furos previamente realizados e cujos diâmetros encontram-se relacionados na Tab. 4.2. Os comprimentos de ancoragem dos ganchos na MLC, também relacionados na Tab. 4.2, foram equivalentes a 11.d e são baseados nos resultados expostos em Ahmadi e Saka (1993).

Tabela 4.2 – Características dos ganchos metálicos

Corpo-de-prova	Diâmetro do gancho (mm)	Diâmetro do furo (mm)	Ancoragem na MLC (mm)
CP-I	8	10,0	88
CP-II	10	12,5	110

Os corpos-de-prova do tipo CP-III, representados na Fig. 4.2, têm chapas metálicas perfuradas servindo como elemento de ligação entre o concreto e a MLC. Após a realização de aberturas na madeira, na forma de sulco e com espessura de 6 mm, foram coladas as chapas metálicas com espessura de 4,75 mm, utilizando-se o mesmo adesivo epóxi empregado na colagem dos ganchos.

Nos corpos-de-prova do tipo CP-I, CP-II e CP-III, as partes laterais de concreto armado receberam as mesmas armaduras ilustradas na Fig. 4.3, porém, no caso específico dos CP-III, não se utilizou malha de aço soldada, já que a armadura deveria passar pelos furos das chapas.

Embora os ganchos e chapas metálicas perfuradas não tivessem passado por tratamento de galvanização para a confecção desses corpos-de-prova, convém salientar que, nas aplicações estruturais sujeitas às intempéries, esse tipo de tratamento anticorrosivo é essencial para garantir a durabilidade do sistema.

Por outro lado, na produção das vigas de MLC, as quais foram recortadas para compor a parte central dos corpos-de-prova descritos nesta seção, utilizou-se o adesivo Wonderbond EPI EL 70, especificado na seção 3.1.4 deste trabalho.

4.1.2.2 Método de ensaio

Os mesmos procedimentos e equipamentos, utilizados na fase dos ensaios preliminares e relatados na seção 4.1.1.2, foram adotados para a realização dos ensaios dos 18 corpos-de-prova desta etapa.

4.1.2.3 Resultados

Nas Fig. 4.8 a 4.10 estão ilustrados os comportamentos dos sistemas de conexão durante os ensaios. Nas Tab. 4.3 a 4.5 encontram-se relacionados os resultados obtidos para todos os corpos-de-prova ensaiados, considerando-se como força de ruptura o máximo valor admitido pelo corpo-de-prova. Por sua vez, para a determinação do módulo de deslizamento inicial, K_{ser} , optou-se pela proposição expressa em Ceccotti et al. (2002), ou seja, K_{ser} representa a razão entre a força correspondente a 40% da força de ruptura e seu correspondente deslizamento.

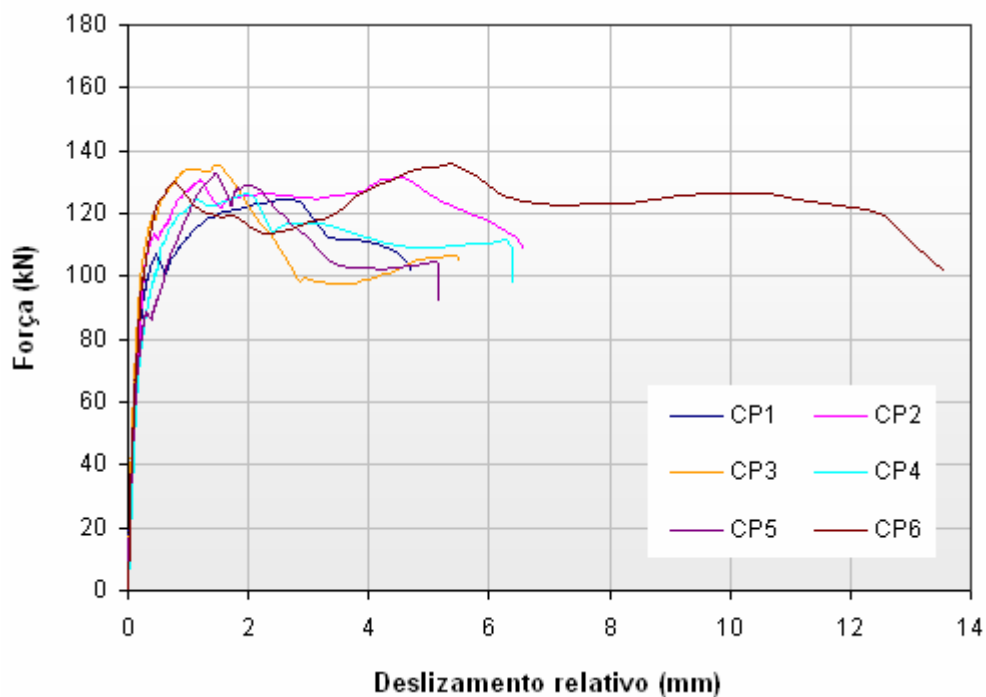


Figura 4.8 – Relação força-deslizamento dos corpos-de-prova tipo CP-I

Tabela 4.3 – Resultados dos corpos-de-prova tipo CP-I

Corpo-de-prova	Força de ruptura (kN)	Módulo de deslizamento K_{ser} (N/mm)
CP1	124,5	145.729
CP2	131,2	131.679
CP3	135,6	181.395
CP4	126,2	111.608
CP5	133,0	135.438
CP6	135,7	151.769
Média:	131,0	142.936
cov (%):	3,3	14,9

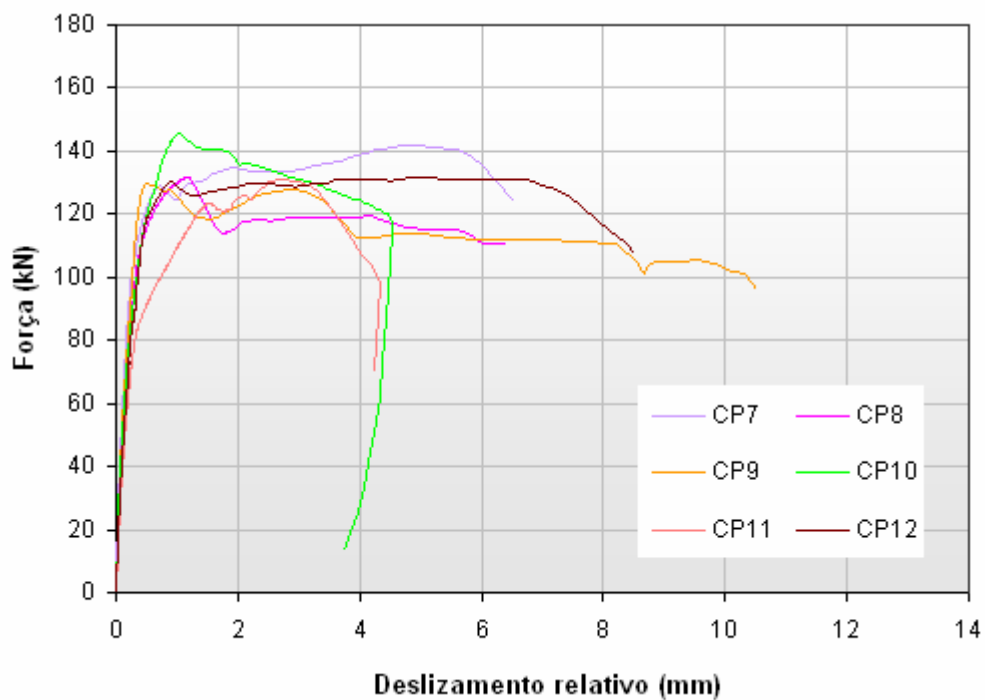


Figura 4.9 – Relação força-deslizamento dos corpos-de-prova tipo CP-II

Tabela 4.4 – Resultados dos corpos-de-prova tipo CP-II

Corpo-de-prova	Força de ruptura (kN)	Módulo de deslizamento K_{ser} (N/mm)
CP7	142,1	143.109
CP8	131,7	108.619
CP9	129,7	132.039
CP10	145,5	112.778
CP11	130,8	84.463
CP12	131,7	96.982
Média:	135,3	112.998
cov (%):	4,5	17,5

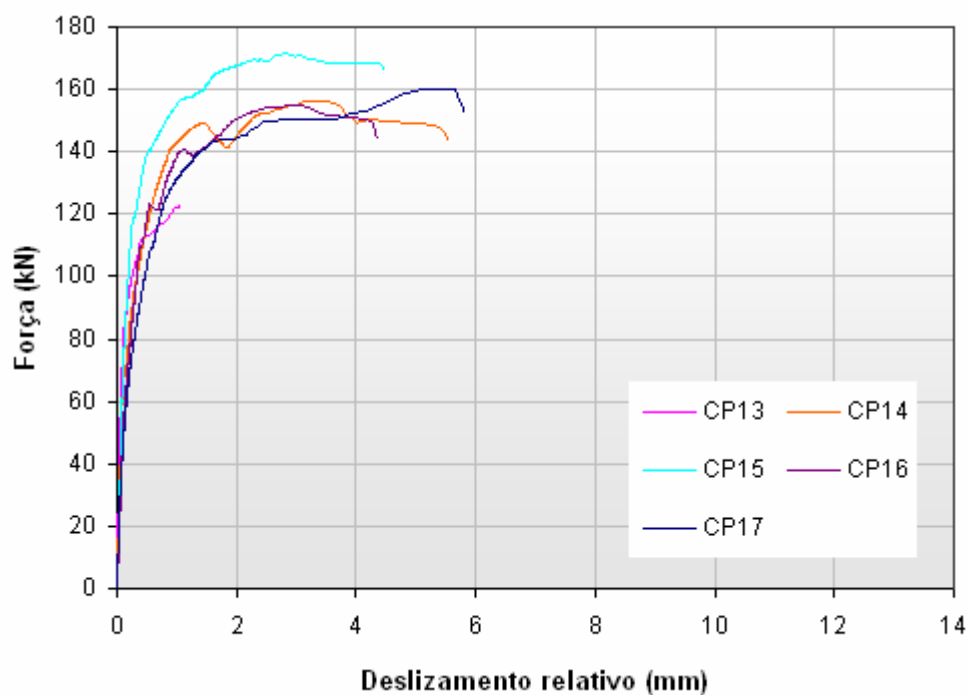


Figura 4.10 – Relação força-deslizamento dos corpos-de-prova tipo CP-III

Tabela 4.5 – Resultados dos corpos-de-prova tipo CP-III

Corpo-de-prova	Força de ruptura (kN)	Módulo de deslizamento K_{ser} (N/mm)
CP13	123,6	594.482
CP14	156,3	355.251
CP15	171,7	347.276
CP16	155,2	221.853
CP17	160,2	178.169
Média:	153,4	339.406
cov (%):	10,5	42,7

Por problemas com a operação do sistema de aquisição de dados, foram perdidos os dados relativos ao CP18, ficando registrados apenas a força de ruptura ($F_R = 153,98$ kN) e o deslizamento (3,019 mm) correspondente a esse nível de carregamento.

4.1.2.4 Discussões

Na fase de estudo dos sistemas de conexão, inicialmente realizam-se os ensaios preliminares, cujas características e geometria viriam a influenciar o projeto e a execução dos corpos-de-prova definitivos. Os valores médios dos módulos de deslizamento de serviço, K_{ser} , obtidos nessas duas etapas – designadas *Fase 1 e 2* – encontram-se resumidos na Tab. 4.6. Da mesma forma procedida por Miotto e Dias (2008a), acrescentou-se nessa tabela os valores de K_{ser} calculados segundo as recomendações do EUROCODE 5 (2004), os quais são válidos para pinos fixados perpendicularmente às fibras da madeira.

Tabela 4.6 – Resumo dos módulos de deslizamento de serviço dos sistemas de conexão

Corpo-de-prova	Conectores	Módulo de deslizamento - K_{ser} (N/mm)		
		Fase 1	Fase 2	EUROCODE 5 (*)
CP-I	Ganchos Ø 8 mm	55.169	142.936	35.544
CP-II	Ganchos Ø 10 mm	36.326	112.998	44.430
CP-III	Chapas perfuradas # 4,75 mm	412.938	339.406	-----

(*) Valores válidos para pinos fixados perpendicularmente às fibras da madeira

Para interpretar os resultados superiores de K_{ser} , na *Fase 2*, alcançados pelos ganchos de 8 mm, Miotto e Dias (2008b) afirmam que uma hipótese provável baseia-se em suas ancoragens. Os ganchos confeccionados a partir de barras com maior diâmetro mobilizam uma maior área do concreto, e, assim, seus desempenhos ficam diretamente atrelados ao comportamento desse material. Isso implica em afirmar que a fissuração do concreto, na região de contato com os conectores, pode explicar as diferenças encontradas nos valores dos módulos de deslizamento inicial dos ganchos de 8 e 10 mm.

Nos ensaios preliminares, o uso do adesivo com alta consistência causou uma enorme dificuldade para a colagem dos ganchos e, conseqüentemente, resultou no descolamento de

um dos ganchos durante os ensaios. Assim, a substituição desse adesivo por outro de consistência mais fluida, conforme especificado na seção 4.1.2.1, tornou a colagem muito mais eficiente, não se observando nenhum descolamento de ganchos ou de chapas perfuradas na *Fase 2*, e culminando em valores de K_{ser} muito superiores aos obtidos na *Fase 1*.

Ainda em relação aos ensaios preliminares, a composição do concreto foi outro fator que contribuiu para a obtenção de menores valores de K_{ser} . A quantidade de argamassa do traço desse concreto foi pequena, resultando em nichos de concretagem, apesar de cumpridas as exigências quanto ao adensamento. Assim, a ruptura se deu por esmagamento do concreto na região dos apoios, diferentemente do que ocorreu nos corpos-de-prova da segunda fase.

Ao comparar os resultados obtidos para os ganchos metálicos, com valores obtidos em pesquisas anteriores, nota-se que os resultados publicados em Matthiesen e Segundinho (2002) – para pinos instalados formando 50° com as fibras da madeira – são da mesma ordem de grandeza.

Pequenos deslizamentos na interface MLC-concreto marcaram o comportamento dos corpos-de-prova do tipo CP-III, o que resultou em elevados módulos de deslizamento. No entanto, esses exemplares apresentaram ruptura frágil, o que normalmente não é interessante para as estruturas em geral. Pela análise da relação força versus deslizamento registrada durante o ensaio do CP13, bem como da inspeção de suas condições físicas externas, foi impossível esboçar alguma hipótese para o elevado módulo de deslizamento obtido.

Durante os ensaios, os corpos-de-prova apresentaram excelente comportamento em relação à estabilidade, dispensando qualquer tipo de proteção e contraventamentos, indicando, assim, que as dimensões propostas foram adequadas.

A fissuração do concreto caracterizou o modo predominante de ruptura das peças laterais de concreto armado, principalmente no plano vertical que contém os conectores, conforme Fig. 4.11(a) e (b). Pôde-se observar que a concentração de tensões, na região dos

conectores, também foi responsável pela ruptura do concreto adjacente, além da flexão dos ganchos. Ao remover-se o concreto que envolvia os ganchos metálicos observou-se uma mudança de geometria, com clara tendência de retificação da dobra em 45° feita nos mesmos. Ao retificar, esses ganchos provocaram fissuras na parte externa do concreto, as quais foram perceptíveis em vários corpos-de-prova.

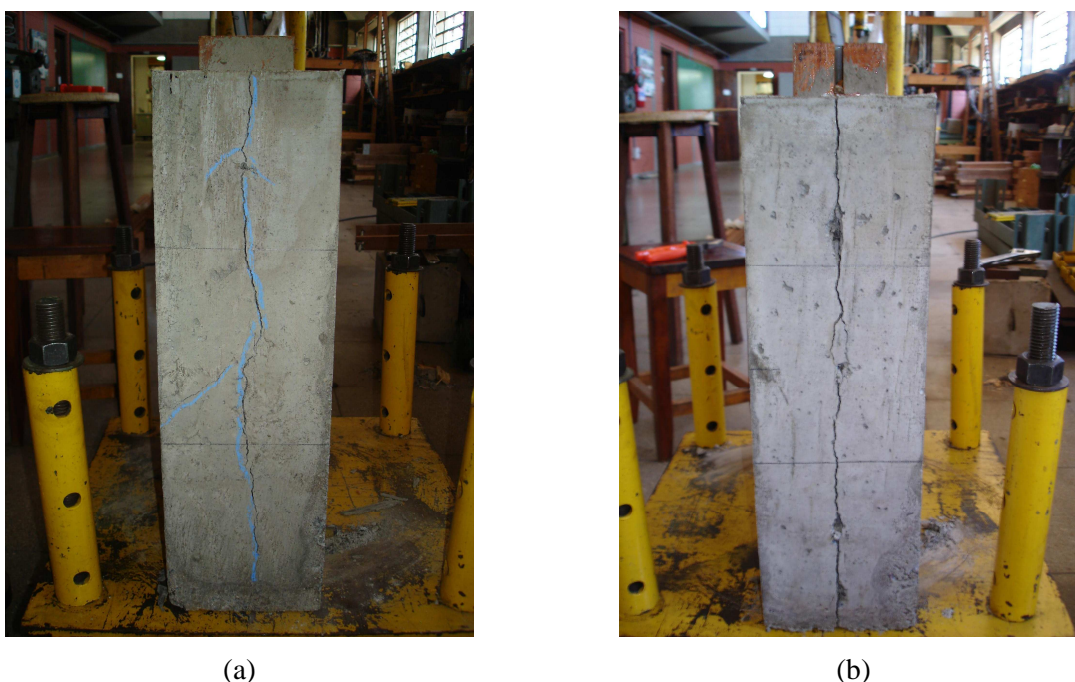


Figura 4.11 – Ruptura dos corpos-de-prova: (a) do tipo CP-I (CP6); (b) do tipo CP-III (CP16)

Diferentemente do que foi constatado nos corpos-de-prova preliminares, nestes ensaios não se notou esmagamento da madeira em contato com os ganchos metálicos; o adesivo epóxi que os envolveu criou um elevado enrijecimento da região de entorno. Também é importante ressaltar que as peças de MLC apresentaram um excelente comportamento durante os ensaios, não se observando qualquer tipo de delaminação e fissuração nas superfícies coladas.

4.2 Simulações numéricas

A riqueza e precisão das informações oferecidas pelas investigações experimentais possibilitam a aferição de modelos numéricos, os quais permitem a avaliação da influência da variação de parâmetros, com economia de tempo e de recursos financeiros. Assim, as simulações numéricas dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores fazem parte do escopo deste trabalho e, nesta seção, se apresentam os recursos aplicados e demais considerações inerentes a essas simulações.

4.2.1 Considerações preliminares

Para as simulações referentes aos corpos-de-prova do tipo CP-I, CP-II e CP-III, foram construídos três modelos numéricos tridimensionais, designados MODELO 1, MODELO 2 e MODELO 3, respectivamente, conforme relacionados na Tab. 4.7. Para estudar o efeito do espaçamento entre os conectores com diâmetro de 8 mm, foram construídos dois modelos adicionais – designados MODELO 4 e MODELO 5 –, os quais também se encontram especificados nessa tabela.

Tabela 4.7 – Características dos modelos de corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores

MODELO	Conector	Espaçamento (cm)	Ilustração
1	Gancho Ø 8 mm	15	Figura 4.12
2	Gancho Ø 10 mm	15	Figura 4.12
3	Chapa # 4,75 mm	-	Figura 4.13
4	Gancho Ø 8 mm	20	Figura 4.12
5	Gancho Ø 8 mm	12	Figura 4.12

Em função da natureza dos conectores metálicos adotados, os MODELOS 1, 2, 4 e 5 tiveram sua geometria, condições de vinculação e de carregamento representados numa mesma figura (Fig. 4.12). Por se tratar de modelo com diferente elemento de conexão, o MODELO 3 encontra-se representado isoladamente na Fig. 4.13.

Os parâmetros geométricos que variam nos MODELOS 1, 2, 4 e 5 estão relacionados com o espaçamento entre os ganchos metálicos e foram designados pelas variáveis “a” e “b”, mostrados na Fig. 4.12, e seus respectivos valores constam na Tab. 4.8.

Tabela 4.8 – Parâmetros geométricos dos MODELOS 1, 2, 4 e 5

Dimensão (mm)	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 4	MODELO 5
a	500	500	550	470
b	150	150	200	120

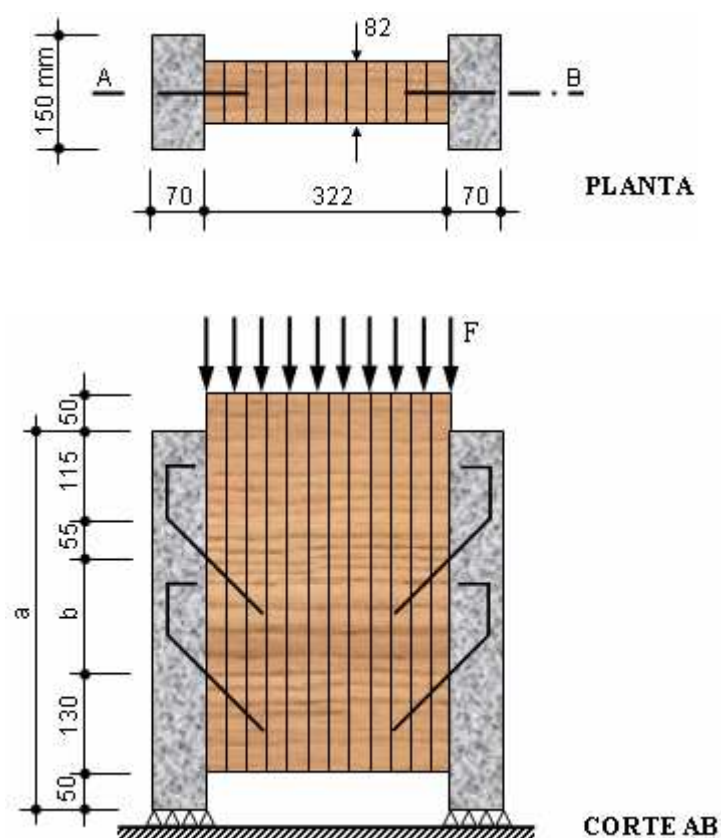


Figura 4.12 – Geometria, vinculação e carregamento dos MODELOS 1, 2, 4 e 5

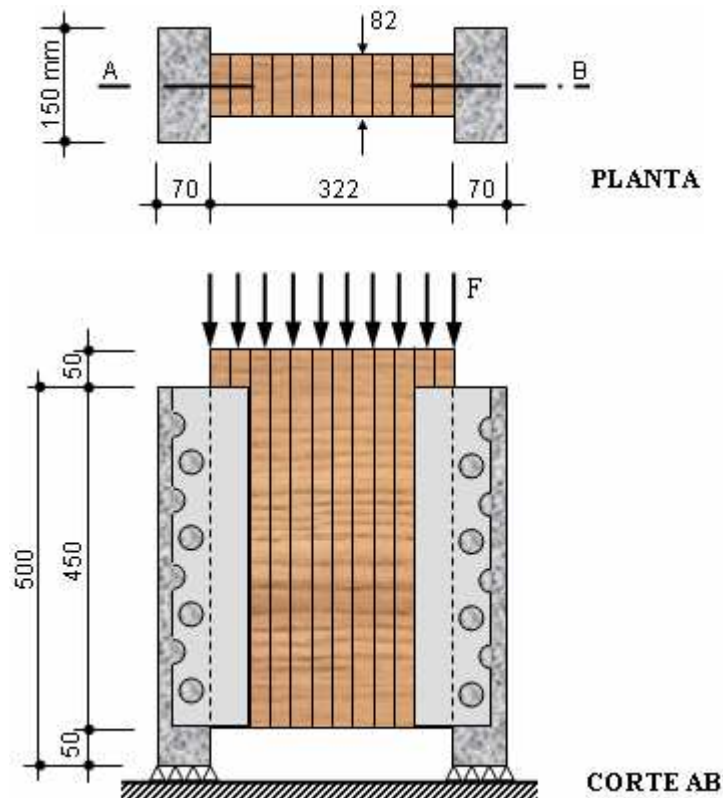


Figura 4.13 – Geometria, vinculação e carregamento do MODELO 3

Buscou-se, ao se estabelecer as dimensões dos modelos numéricos, a maior equiparação possível com a geometria e as dimensões dos corpos-de-prova avaliados experimentalmente.

4.2.2 Geração das malhas dos MODELOS 1 a 5

Com o subsídio do programa computacional TrueGrid, versão 2.3.0, que é marca registrada pela *XYZ Scientific Applications, Inc.*, foram construídas as malhas dos MODELOS 1 a 5. Esse programa permite a construção completa dos arquivos de entrada para os principais programas simuladores, baseados no Método dos Elementos Finitos,

constituindo-se, assim, no atributo fundamental para a decisão de construção das malhas por meio desse programa e posterior exportação para o simulador numérico.

É conveniente ressaltar que o TrueGrid possui ferramentas que tornam a geração de malhas muito precisa e com possibilidade de entrada de dados a partir de um *script*, cujos comandos são escritos em programas de edição de textos, tal como o Bloco de Notas da Microsoft. Deste modo, para proceder qualquer alteração numa malha em construção, modifica-se o comando de interesse, em arquivo com formato “.txt”, e executa-se o programa novamente para conferir as alterações, de modo muito prático.

A despeito das vantagens oferecidas pelo TrueGrid, algumas dificuldades foram constatadas na construção dos modelos, o que forçou a adoção de simplificações na geometria dos ganchos metálicos, tais como a substituição das dobras por ângulos de 45° e 90°, como se observa na Fig. 4.14. Ademais, na geração das superfícies de contato, entre o concreto e os ganchos metálicos, foi necessário um grande esforço para manter a forma regular da malha, após as respectivas projeções nos planos inclinados.

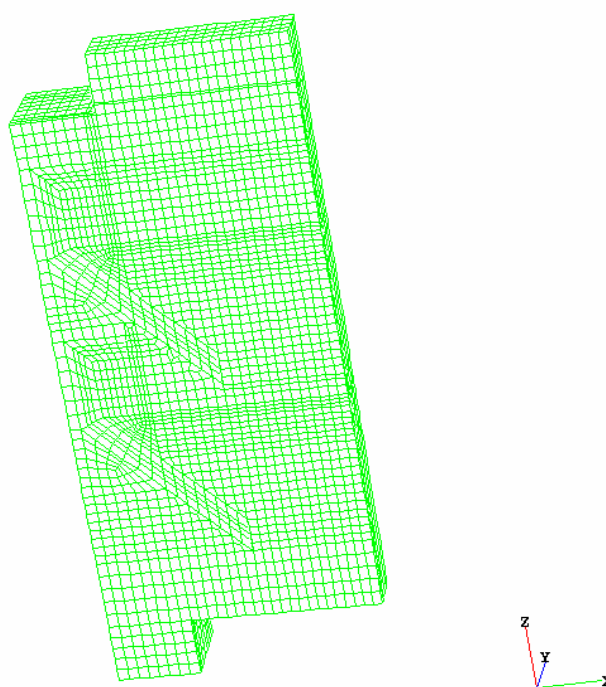


Figura 4.14 – Malha do MODELO 1 gerada no TrueGrid

Com a expectativa de manter a organização no processo de geração das malhas, procedeu-se à discretização de cada parte componente da malha, separadamente. Entretanto, houve a preocupação constante de se fazer coincidir os nós nas interfaces, o que possibilitou o acoplamento dos elementos por meio desses nós.

É relevante, ainda, acrescentar que a geração da malha requer *feedback* do programa simulador – neste caso o ANSYS –, pois alguns elementos finitos possuem restrições, tal como a formação de um ângulo máximo de 155° entre duas faces adjacentes, dentre outras, as quais não são exigíveis pelo TrueGrid.

Por fim, antes da exportação dos dados para o simulador numérico, o arquivo gerado pelo TrueGrid – designado *trugrdo* – precisa ser aberto por um programa denominado TrueGrid Edit, o qual é responsável pela conversão da linguagem de programação do arquivo que contém os dados da malha. Convém ressaltar que, havendo diferentes materiais no modelo, faz-se necessárias correções no arquivo da malha, gerado pelo TrueGrid Edit, para as devidas informações quanto ao tipo de material.

4.2.3 Simulador numérico ANSYS

Para a simulação numérica dos MODELOS 1 a 5 utilizou-se o programa computacional ANSYS, versão 9.0, o qual é marca registrada da *Ansys, Inc.* e fundamenta-se no MEF. As ferramentas disponibilizadas, bem como a possibilidade de realizar análises em regime de não-linearidade física e geométrica, motivaram a escolha por esse programa computacional. Com o intuito de evitar repetições, deste ponto em diante, todas as vezes que simplificarmente for escrito ANSYS, deve ser entendido ANSYS versão 9.0.

Como os modelos correspondentes aos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores foram constituídos por três diferentes materiais, além das superfícies de contato, houve a necessidade de selecionar os elementos finitos adequados a cada situação, os quais se encontram relacionados na Tab. 4.9 e são disponibilizados na biblioteca do ANSYS. As principais características dos elementos finitos adotados na análise são descritas a seguir.

Tabela 4.9 – Elementos finitos utilizados na modelagem dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores

Tipo	Material	Elemento Finito
1	Concreto	Solid65
2	Madeira	Solid45
3	Aço	Solid45
4	Superfície alvo	Targe170
5	Superfície de contato	Conta173

4.2.3.1 Elemento finito *solid65*

O elemento finito *solid65* é um elemento hexaédrico, que possui oito nós, conforme Fig. 4.15, sendo que cada um deles possui três graus de liberdade, ou seja, as translações segundo os eixos x, y e z. É adequado para modelagens de sólidos com ou sem a presença de barras de reforço, por isso muito freqüente nas modelagens de peças de concreto armado. O elemento é capaz de simular o esmagamento na compressão e a fissuração na tração.

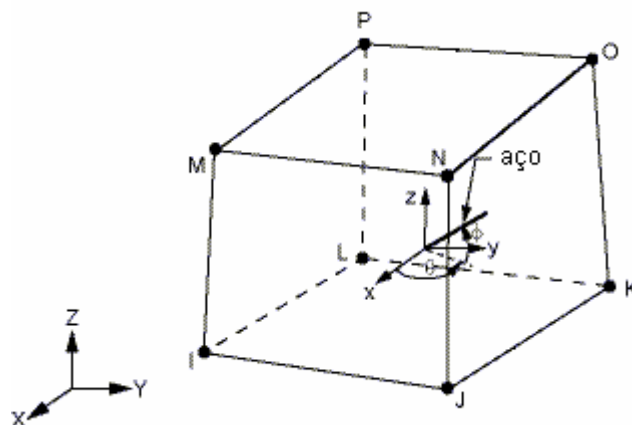


Figura 4.15 – Elemento finito *solid65*. Fonte: Manual do ANSYS (Adaptação)

Armaduras podem ser incluídas diretamente na especificação desse elemento finito, isto é, sem a necessidade de discretização das barras de aço. Sua inclusão é feita na forma de taxas de armaduras, podendo ser orientadas em até três direções diferentes, a partir da especificação dos ângulos ϕ e θ , o que facilitou sobremaneira a construção das malhas das peças de concreto armado nestas simulações.

Todavia, o aspecto mais importante deste elemento finito é a capacidade de considerar a não-linearidade física. Por essas vantagens e em virtude da capacidade de simulação dos efeitos localizados como, por exemplo, a concentração de tensões junto aos conectores metálicos, este elemento finito foi assumido na discretização das peças de concreto armado.

4.2.3.2 Elemento finito *solid45*

Solid45 também é um elemento finito hexaédrico, com oito nós, conforme Fig. 4.16, tendo cada um deles três graus de liberdade: translações segundo os eixos x , y e z . Permite a consideração de efeitos importantes como, por exemplo, plasticidade, fluência e ortotropia para os materiais. Por essas características, este elemento foi adotado na discretização das peças de madeira e dos conectores metálicos.

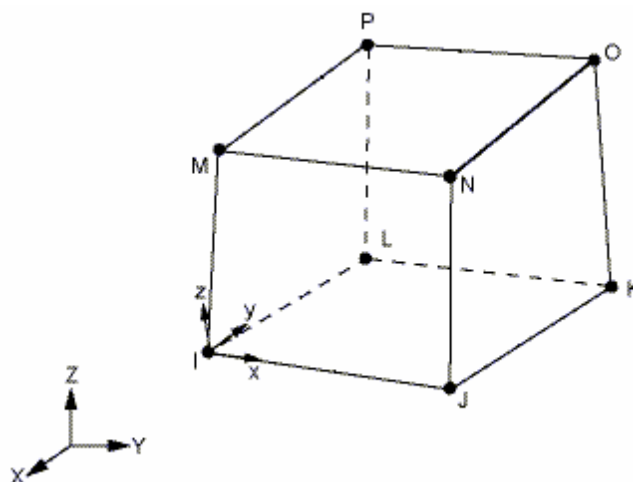


Figura 4.16 – Elemento finito *solid45*. Fonte: Manual do ANSYS (Adaptação)

4.2.3.3 Elementos finitos *conta173* e *targe170*

O elemento finito *conta173* – definido pelo ANSYS como superfície de contato – é utilizado para representar o contato e escorregamento entre superfícies de elementos tridimensionais e trabalha em conjunto com o elemento finito *targe170* – definido pelo ANSYS como superfície alvo, como ilustra a Fig. 4.17. Esses elementos têm as mesmas características geométricas das faces dos elementos sólidos a que eles estão conectados.

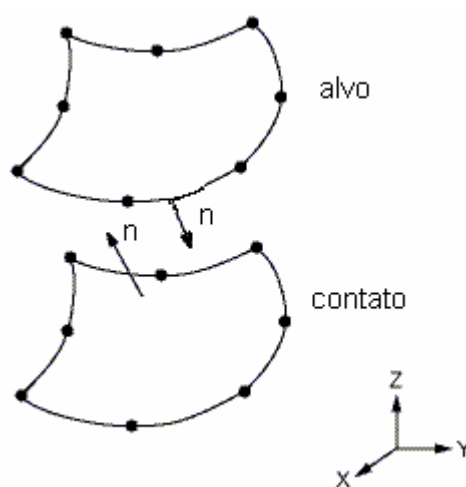


Figura 4.17 – Elementos finitos *conta174* e *targe170*. Fonte: Manual do ANSYS (Adaptação)

Por conseguinte, estes elementos foram introduzidos nos modelos para representar os contatos, bem como os prováveis deslizamentos, entre as seguintes interfaces: concreto-aço, concreto-madeira e madeira-aço. Por suas características intrínsecas são capazes de simular a existência de pressão entre as superfícies, quando há contato, ou a sua eventual separação. O par de contato utilizado permite ainda a consideração do atrito entre as partes.

4.2.4 Simulação dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores

Após a construção das malhas dos MODELOS 1 a 5, utilizando-se o TrueGrid, os arquivos foram exportados para o ANSYS para que fossem completadas as informações necessárias para o processamento das simulações, ou seja, recebessem as correspondentes propriedades dos materiais, fossem aplicadas as condições de vinculação e de carregamento, dentre outras. Na Tab. 4.10 encontram-se relacionados os números de nós, de elementos e de equações a resolver pelo ANSYS, referentes aos MODELOS 1 a 5.

Tabela 4.10 – Características das malhas dos MODELOS 1 a 5

MODELO	Número de nós	Número de elementos	Número de equações
1	17.298	15.002	51.894
2	44.664	40.144	133.992
3	22.258	19.725	66.774
4	18.730	16.327	56.190
5	16.068	14.014	48.204

Em Molina (2008) expõe-se a realização de investigações experimentais e numéricas em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, em que foram utilizados conectores metálicos na forma de pinos retos e inclinados, sujeitos aos carregamentos estáticos e

dinâmicos. Nesse trabalho foi estabelecido um padrão para as dimensões dos lados do elemento finito sólido (hexaedro) não superior a 10 mm, o que se tentou manter na confecção das malhas que são objeto de estudo nesta pesquisa. Todavia, na construção da malha referente ao MODELO 2 buscou-se uma maior discretização, conforme mostra a Tabela 4.10, especialmente para verificar o custo computacional desse incremento.

Pode-se dizer que a complexidade esteve permanentemente associada à tarefa de construção das malhas, especialmente por conta da geometria dos conectores metálicos e necessidade de acoplamento dos nós nas interfaces dos materiais. Desta maneira, não foi possível realizar uma investigação minuciosa do desempenho das malhas por meio de variações nas dimensões e formas dos elementos finitos que as compõem.

Para a entrada de dados e seqüência de comandos, a serem executados pelos ANSYS, também foram escritos *scripts* – em formato “.txt” –, o que facilitou sobremaneira as gerações dos modelos, suas alterações e análises correspondentes.

Com o propósito de aproveitar a dupla simetria oferecida pelos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, e conseqüentemente reduzir o tempo de processamento, construiu-se apenas a quarta parte das malhas que caracterizam os MODELOS 1 a 5, de acordo com a representação da Fig. 4.18.



Figura 4.18 – Esquema de simetria dos MODELOS 1 a 5

Depois de importadas para o ANSYS, as malhas dos MODELOS 1 a 5 assumiram as configurações expostas nas Fig. 4.19 a 4.22.

4.2.4.1 Discretização dos modelos

A Fig. 4.19 mostra a malha proposta para o MODELO 1, em que é possível se observar os ajustes nas formas e dimensões dos elementos finitos, forçados pela presença inclinada dos conectores metálicos.

Na extremidade superior da peça de madeira (MLC), conforme a Fig. 4.20, percebe-se a preocupação em estabelecer elementos finitos com dimensões equivalentes nas direções x e y (ver orientação dos eixos na Fig. 4.14), de modo que a força aplicada seja distribuída de forma proporcional entre os diversos nós que compõem essa superfície.

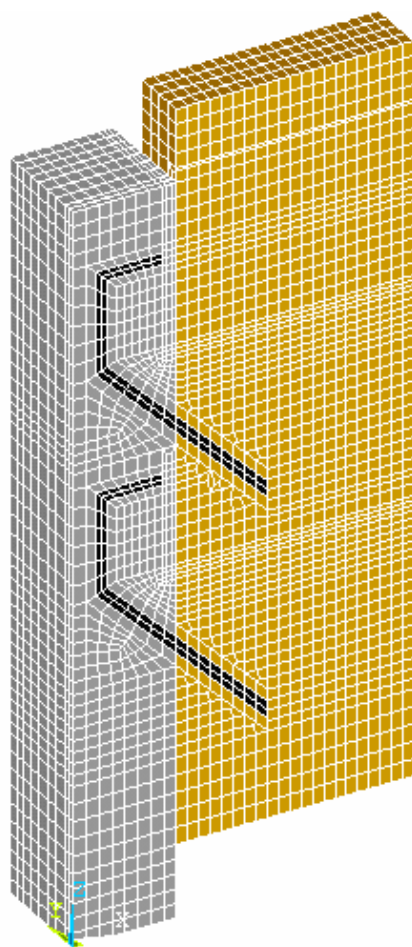


Figura 4.19 – Malha do MODELO 1

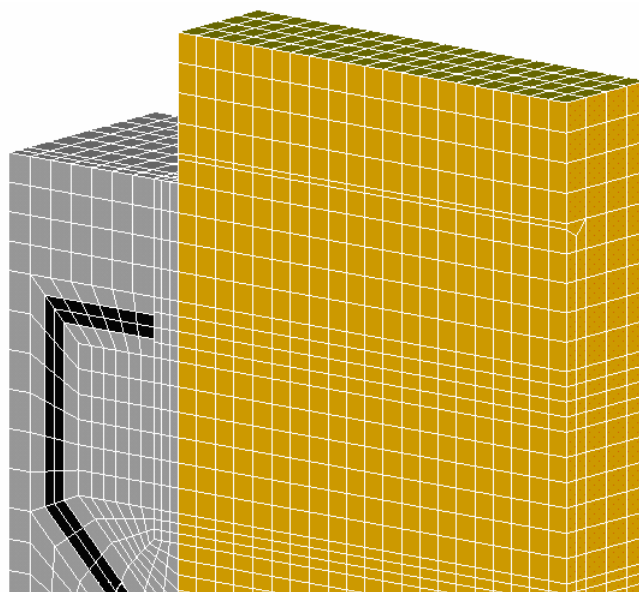


Figura 4.20 – Detalhe da extremidade superior da malha do MODELO 1

Na malha do MODELO 2, como consequência de uma maior discretização, foi possível conceber uma malha mais regular. Ressalta-se que, a exemplo do que foi comentado no MODELO 1, também neste modelo foi considerada a preocupação quanto ao posicionamento dos nós na face superior extrema da parte em madeira.

A Fig. 4.21 exhibe a malha construída para o MODELO 3, em que é possível se observar os ajustes nas formas e dimensões dos elementos finitos, forçados pela presença das chapas metálicas perfuradas como conectores. Na ampliação revelada pela Fig. 4.22 verifica-se a reprodução do sulco realizado na parte de MLC, o qual foi necessário para a instalação das chapas metálicas perfuradas, e, assim, representando fielmente o que foi executado no programa experimental.

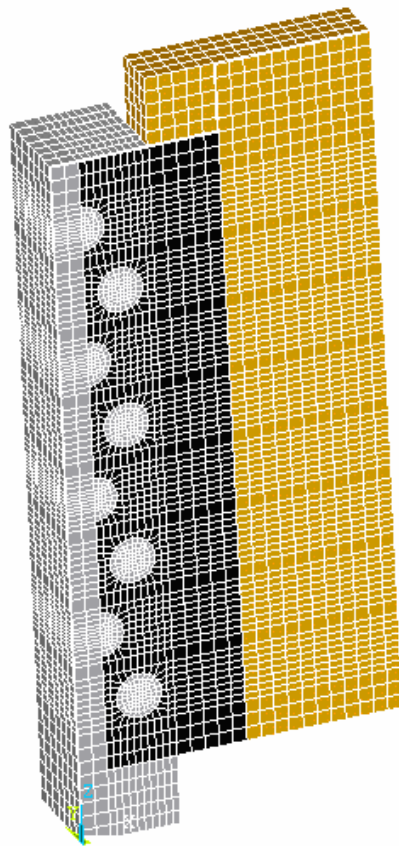


Figura 4.21 – Malha do MODELO 3

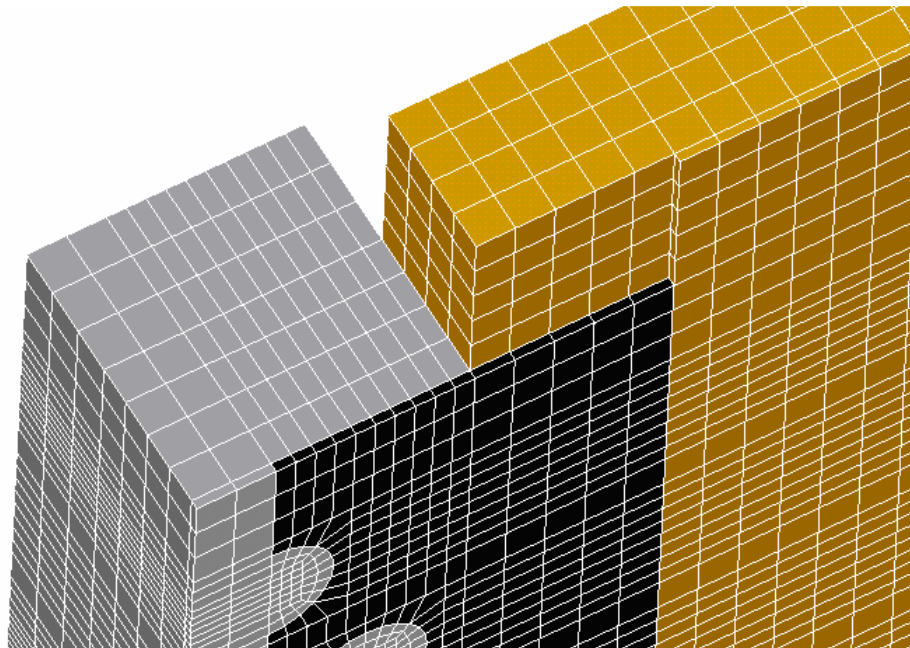


Figura 4.22 – Detalhe da extremidade superior da malha do MODELO 3

Em virtude da grande semelhança entre as malhas construídas para os MODELOS 4 e 5 e a malha do MODELO 1, optou-se pela não apresentação de suas respectivas ilustrações. As modificações introduzidas nas malhas dos MODELOS 4 e 5 foram unicamente decorrentes da alteração no espaçamento entre os ganchos metálicos com diâmetro de 8 mm.

4.2.4.2 Relações constitutivas admitidas para os materiais

A – Concreto

Para considerar o comportamento não-linear do concreto optou-se pelo modelo *concrete*, o qual é disponibilizado na biblioteca do ANSYS e fundamenta-se nas relações propostas em Willam e Warnke (1975). Por meio desse modelo é possível simular a fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração. Encontram-se registrados na Tab. 4.11 os valores dos coeficientes e parâmetros de resistência, representando essa relação constitutiva, os quais foram adotados com base em Kotinda (2004) e Molina (2008).

Tabela 4.11 – Coeficientes e parâmetros de resistência do modelo *concrete*

Parâmetro	Valor
Coeficiente de transferência de cisalhamento para a fissura aberta	0,2
Coeficiente de transferência de cisalhamento para a fissura fechada	0,6
Resistência última uniaxial à tração, f_t	0,339 kN/cm ²
Resistência última uniaxial à compressão, f_c	-1
Resistência última biaxial à compressão, f_{cb}	Omitido
Estado de tensão hidrostática ambiente, σ_h^a	Omitido
Resistência última biaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático, f_1	Omitido
Resistência última uniaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático, f_2	Omitido
Coeficiente multiplicador de rigidez para condição fissurada na tração	Omitido

Ao assumir $f_c = -1,0$ o modelo *concrete* desabilita a resposta do concreto na compressão, admitindo sua fissuração sempre que uma componente das tensões principais excede a resistência última uniaxial à tração, f_t . Outrossim, permite-se que o ANSYS assumira valores preestabelecidos ao se omitir os últimos cinco parâmetros.

O valor adotado para a resistência última uniaxial à tração (3ª linha da Tab. 4.11) equivale a 10% do valor médio da resistência à compressão.

Salienta-se que os ensaios em corpos-de-prova cilíndricos de concreto (15 x 30 cm) serviram para a determinação dos valores médios: a) da resistência uniaxial à compressão do concreto, $f_{c,m}$; b) do módulo de elasticidade tangente inicial, $E_{ci,m}$, relacionados na Tab. 4.12. Esses parâmetros, assim como a curva tensão-deformação, são informações que caracterizam o comportamento do material e constituem-se em requisitos para o processamento das avaliações numéricas pelo ANSYS.

Tabela 4.12 – Propriedades mecânicas do concreto

Parâmetro	Valor
Módulo de elasticidade médio, $E_{ci,m}$	3.118 kN/cm ²
Tensão de plastificação, σ_p	3,39 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson, ν	0,2

B – Aço

No caso do aço adotou-se um modelo bi-linear, com encruamento isótropo, e critério de plastificação de von Mises, conforme Fig. 4.23.

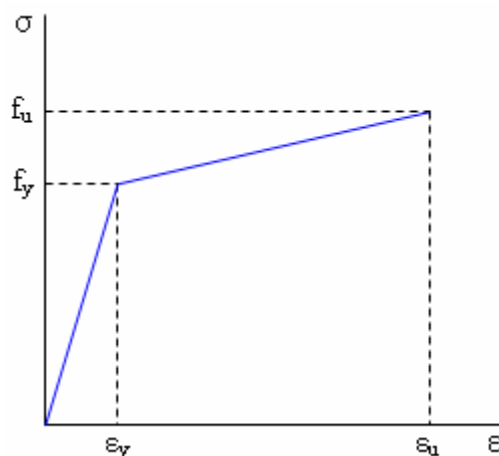


Figura 4.23 – Modelo constitutivo adotado para o aço

Para caracterizar o comportamento isotrópico, admitido para o aço, foram adotados os valores das constantes relacionadas na Tab. 4.13, baseando-se nas indicações apresentadas em Flores et al. (2007) e Molina (2008).

Tabela 4.13 – Propriedades mecânicas do aço

Parâmetro	Valor
Módulo de elasticidade, E	20.500 kN/cm ²
Tensão de plastificação, σ_p	50 kN/cm ²
Módulo tangente, E_T	380 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson, ν	0,3

C – Madeira

A caracterização do comportamento não-linear da madeira é tema que exige aprofundamento, especialmente em se tratando de madeira laminada colada. Na expectativa de buscar analogias com o trabalho desenvolvido por Molina (2008), manteve-se a opção de consideração de um comportamento ortotrópico para a madeira, com a utilização do critério de resistência de Hill, associado ao encruamento isótropo. Para considerar a anisotropia do

material, o critério de Hill estende o critério de von Mises, e considera diferentes tensões de plastificação nas três direções principais do material, além de outros atributos.

Nas simulações, o modelo constitutivo adotado para a madeira reproduz um comportamento elasto-plástico, por meio de curvas tensão-deformação bilineares, conforme Fig. 4.24, que dependem das direções principais do material. Ressalta-se que, para simplificação da análise, os comportamentos da madeira na compressão e na tração foram considerados idênticos e que não foi admitida nenhuma distinção entre as direções radial e tangencial.

A inclinação inicial da curva tensão-deformação, mostrada na Fig. 4.24, corresponde ao módulo de elasticidade do material em cada direção. Ao atingir a tensão de plastificação, f_y , a curva tensão-deformação assume uma nova inclinação, que equivale aos módulos tangentes especificados na Tab. 4.15. Para os valores dos módulos tangentes, o ANSYS não admite valores negativos ou maiores que o módulo de elasticidade longitudinal.

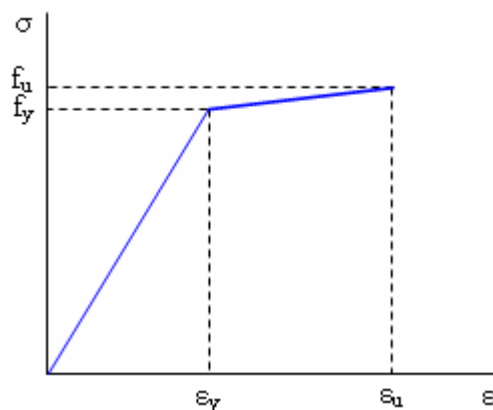


Figura 4.24 – Modelo constitutivo adotado para a madeira

Ensaio realizados em conformidade com o Anexo B, da NBR 7190 (1997), permitiram a determinação das propriedades elásticas da madeira. As relações entre as propriedades elásticas da madeira foram admitidas com base nos resultados apresentados em Ballarin e Nogueira (2003), bem como na norma NBR 7190 (1997).

Por outro lado, as propriedades plásticas da madeira e suas relações foram consideradas com base em Dias (2005) e Flores et al. (2007). Para tanto, admitiu-se o valor da tensão de plastificação da madeira na direção das fibras, σ_z , igual ao da resistência à compressão paralela às fibras na compressão. Nas Tab. 4.14 e 4.15 se apresentam todas as constantes que serviram à realização das modelagens da madeira.

Para completar o quadro das propriedades plásticas da madeira foram admitidas as seguintes relações:

$$\sigma_z = f_{c0,m} = f_y \quad [4.1]$$

$$(\sigma_y / \sigma_z) = (\sigma_x / \sigma_z) = 0,19 \quad [4.2]$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yz} = 0,38\sigma_z \quad [4.3]$$

$$\tau_{xz} = 0,038\sigma_z \quad [4.4]$$

$$E_{Tx} = E_{Ty} = 0,41 \quad [4.5]$$

$$E_{Tz} = 28 \quad [4.6]$$

Tabela 4.14 – Propriedades elásticas da madeira

Propriedades elásticas	Valor
Módulo de elasticidade na direção tangencial, E_x	292,40 kN/cm ²
Módulo de elasticidade na direção radial, E_y	292,40 kN/cm ²
Módulo de elasticidade na direção longitudinal, E_z	2.924,00 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson no plano xy, ν_{xy}	0,23
Coefficiente de Poisson no plano yz, ν_{yz}	0,013
Coefficiente de Poisson no plano xz, ν_{xz}	0,013
Módulo de elasticidade transversal no plano xy, G_{xy}	146,20 kN/cm ²
Módulo de elasticidade transversal no plano yz, G_{yz}	146,20 kN/cm ²
Módulo de elasticidade transversal no plano xz, G_{xz}	146,20 kN/cm ²

Tabela 4.15 – Propriedades plásticas da madeira

Propriedades plásticas	Valor
Tensão de plastificação (tração e compressão) na direção x, σ_x	1,45 kN/cm ²
Tensão de plastificação (tração e compressão) na direção y, σ_y	1,45 kN/cm ²
Tensão de plastificação (tração e compressão) na direção z, σ_z	7,61 kN/cm ²
Módulo tangente (tração e compressão) na direção x, E_{Tx}	0,41 kN/cm ²
Módulo tangente (tração e compressão) na direção y, E_{Ty}	0,41 kN/cm ²
Módulo tangente (tração e compressão) na direção z, E_{Tz}	28,00 kN/cm ²
Tensão cisalhante de plastificação no plano xy, τ_{xy}	2,89 kN/cm ²
Tensão cisalhante de plastificação no plano yz, τ_{yz}	2,89 kN/cm ²
Tensão cisalhante de plastificação no plano xz, τ_{xz}	0,29 kN/cm ²
Módulo tangente de corte no plano xy, G_{Txy}	1,80 kN/cm ²
Módulo tangente de corte no plano yz, G_{Tyz}	1,80 kN/cm ²
Módulo tangente de corte no plano xz, G_{Txz}	0,0018 kN/cm ²

4.2.4.3 Elementos de contato

Na construção dos MODELOS 1 a 5, as interfaces entre concreto-aço, concreto-madeira e madeira-concreto foram caracterizadas pela adoção dos elementos: (a) *conta173*, o qual foi utilizado como superfície de contato; (b) *targe170*, que foi utilizado como superfície alvo.

O parâmetro FKN é um dos dados de entrada e representa o fator de rigidez normal de contato. Ao controlar a intensidade de penetração e também o afastamento entre as superfícies alvo e de contato, esse parâmetro orienta a convergência durante o processamento do modelo. Pela dificuldade em sua calibração, optou-se por mantê-lo com valor unitário, o qual é padrão (*default*) para os processamentos no ANSYS.

Um outro parâmetro de entrada é o coeficiente FTOLN, cujo valor adotado foi de 0,1 por ser padrão (*default*) para os processamentos no ANSYS. Esse parâmetro estabelece o

status do elemento de contato, ou seja, se está aberto ou fechado. Assim, o FTOLN representa um valor mínimo de penetração para que o contato seja considerado fechado.

Relativamente aos coeficientes de atrito, que são características intrínsecas da interação entre os materiais envolvidos, em Molina (2008) expõe-se a utilização do coeficiente equivalente a 0,6 na interface entre aço-concreto, para os conectores retos, seguindo as recomendações expressas em Leonhardt e Mönnig (1977). Para o par de contato aço-madeira, em Molina (2008) adotou-se o coeficiente de atrito igual a 0,5, orientado pela proposta consignada em Dias (2005). Finalmente, para o par de contato madeira-concreto, em Molina (2008) admitiu-se o valor 0,01 por ter sido posicionada uma película plástica na superfície de contato e, desta forma, reduziu-se o atrito entre esses materiais.

Para os modelos que utilizaram conectores instalados em forma de “X”, em Molina (2008) adotou-se os seguintes valores para os coeficientes de atrito: 0,6 para a interface aço-concreto; 0,9 para a interface aço-madeira e 0,01 para a interface madeira-concreto.

Para o processamento dos modelos objeto desta pesquisa se fez necessário o estabelecimento e ajustes dos respectivos coeficientes de atrito. Para os MODELOS 1 a 3, os quais foram também avaliados experimentalmente, as melhores calibrações foram conseqüências da adoção dos coeficientes de atrito indicados na Tab. 4.16.

Tabela 4.16 – Coeficientes de atrito nas superfícies de contato

MODELO	Coeficientes de atrito		
	concreto-madeira (natrito1)	concreto-aço (natrito2)	madeira-aço (natrito3)
1	0,5	0,6	0,95
2	0,2	0,3	0,5
3	0,2	0,5	0,9

4.2.4.4 Condições de contorno, vinculações e aplicação dos carregamentos

Devido à dupla simetria, as malhas propostas para os MODELOS 1 a 5 receberam vinculações compatíveis com as condições estabelecidas nos ensaios. Desta maneira, foram vinculados os nós de apoio – nós inferiores da parte de concreto, conforme mostra a Fig. 4.25 – impedindo as translações nas direções x , y e z (graus de liberdade). Outrossim, para respeitar as condições de simetria foram vinculados os nós situados no plano xz que passa por $y=0$, bem como os nós situados no plano yz que passa por $x=23,1$ cm.

Vale lembrar que o MODELO 3 possui uma reentrância na parte superior de madeira, a qual foi executada em trabalhos de marcenaria para permitir a fixação das chapas metálicas perfuradas, conforme demonstra a Fig. 4.22. Os nós situados nessa região da madeira também tiveram impedidas as translações nas direções x e y (condição de simetria), uma vez que esse espaço acabou sendo ocupado pelo adesivo epóxi utilizado na fixação das chapas.

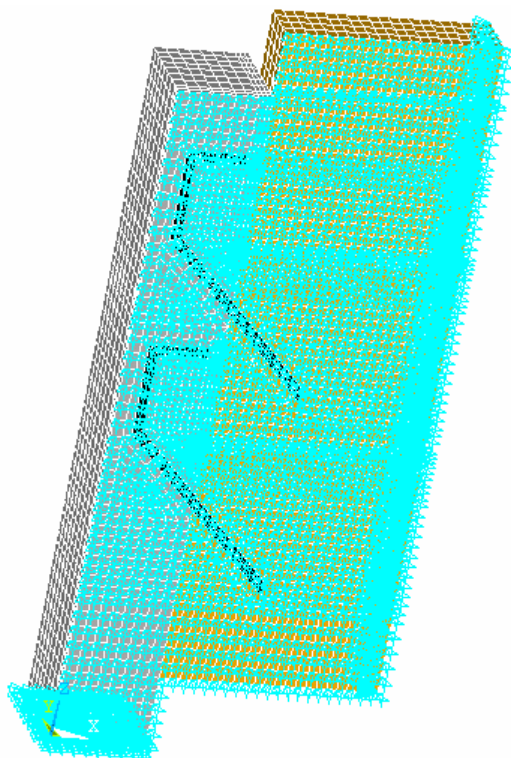


Figura 4.25 – Vinculações de apoio e condições de simetria dos MODELOS 1 a 5

A calibração dos MODELOS 1, 2 e 3 se deu pela aplicação de carregamentos estáticos, resultantes das forças de ruptura verificadas durante a realização dos ensaios dos corpos-de-prova CP2, CP12 e CP16, respectivamente. Para considerar o carregamento distribuído, os valores das forças de ruptura foram divididos pelo número de nós localizados na região da madeira onde o carregamento foi aplicado.

Devido à consideração da não-linearidade física, os carregamentos foram aplicados de forma incremental. No ANSYS, esse incremento de carregamento é controlado pelo recurso denominado “*Automatic Time Stepping*”, que reduz ou aumenta os incrementos a partir da previsão do número de iterações necessárias para a convergência. Adotou-se a tolerância de 0,001 para a convergência, que é padrão para as simulações no ANSYS (*default*).

Por fim, a validação dos modelos foi efetivada a partir das comparações das curvas força versus deslizamento e dos seus respectivos módulos de deslizamento iniciais, K_{ser} . Para a realização das leituras das translações verticais foram selecionados, em cada um dos modelos numéricos, os nós situados nas coordenadas $x= 23,1$ cm, $y= 0$ e, na direção z , aquele localizado o mais próximo possível da metade da altura da parte de madeira.

4.2.4.5 Resultados da análise numérica

Antes de apresentar os resultados produzidos a partir das simulações numéricas é oportuno expor o tempo registrado para o processamento de cada um dos modelos, conforme Tab. 4.17, considerando-se o comportamento linear e não-linear dos materiais nos MODELOS 1, 2 e 3 e apenas o comportamento linear nos MODELOS 4 e 5. O microcomputador utilizado no processamento dessas simulações tem processador Intel Core2 Quad 2.4 GHz, com memória física (RAM) de 4 GB.

Tabela 4.17 – Tempo de processamento dos modelos numéricos

MODELO	Comportamento linear	Comportamento não-linear
1	29 min	2 h 42 min
2	1 h 57 min	baixa convergência
3	45 min	7 h 29 min
4	33 min	-----
5	24 min	-----

Uma notável contribuição da avaliação numérica dos corpos-de-prova ensaiados é a possibilidade de visualizar, conforme Fig. 4.26 a 4.35, as distribuições das tensões e translações verticais verificadas após a aplicação dos respectivos carregamentos. Essas imagens foram capturadas após a aplicação do último passo de carregamento, cujos valores últimos, para cada modelo, encontram-se relacionados na Tab. 4.18.

Fornecidas automaticamente pelo ANSYS, as escalas de cores observadas nas figuras contribuem para a interpretação dos resultados.

Tabela 4.18 – Força última aplicada no processamento dos modelos numéricos

MODELO	Força última (kN)
1	135,7
2	131,7
3	155,2
4	131,2
5	131,2

A – MODELO 1

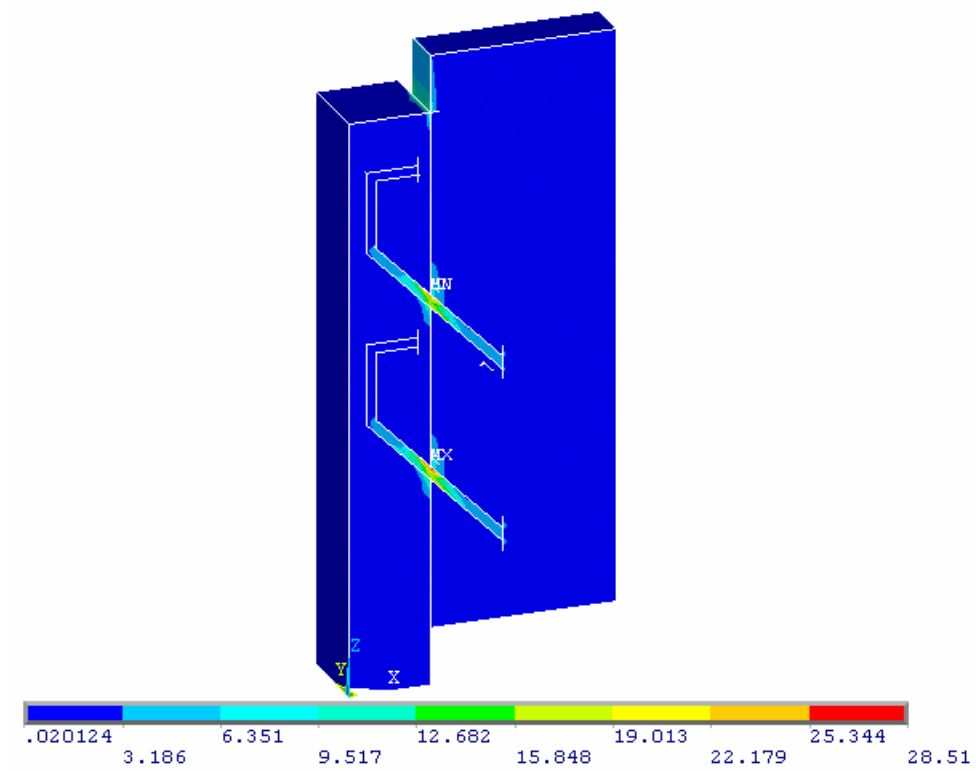


Figura 4.26 – Tensões de von Mises (em kN/cm²) obtidas para o MODELO 1

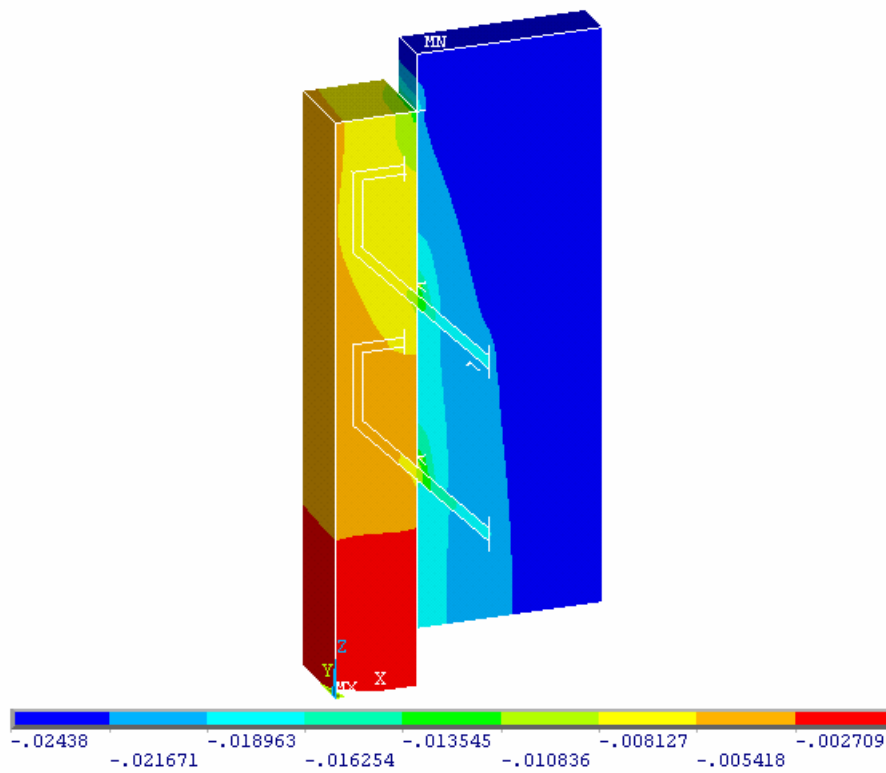


Figura 4.27 – Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 1

B – MODELO 2

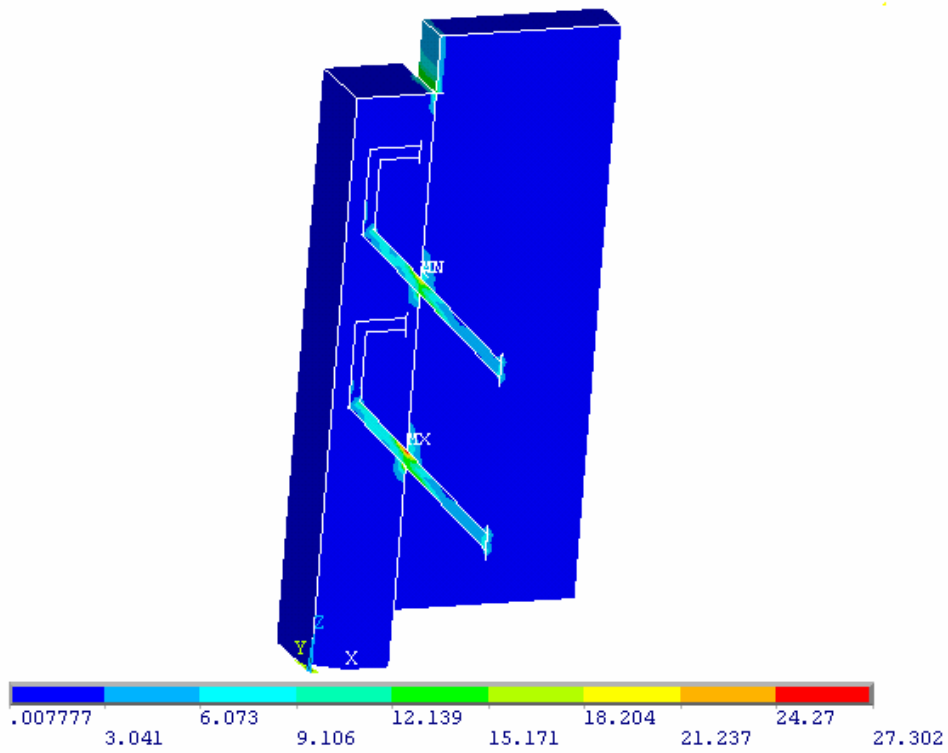


Figura 4.28 – Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 2

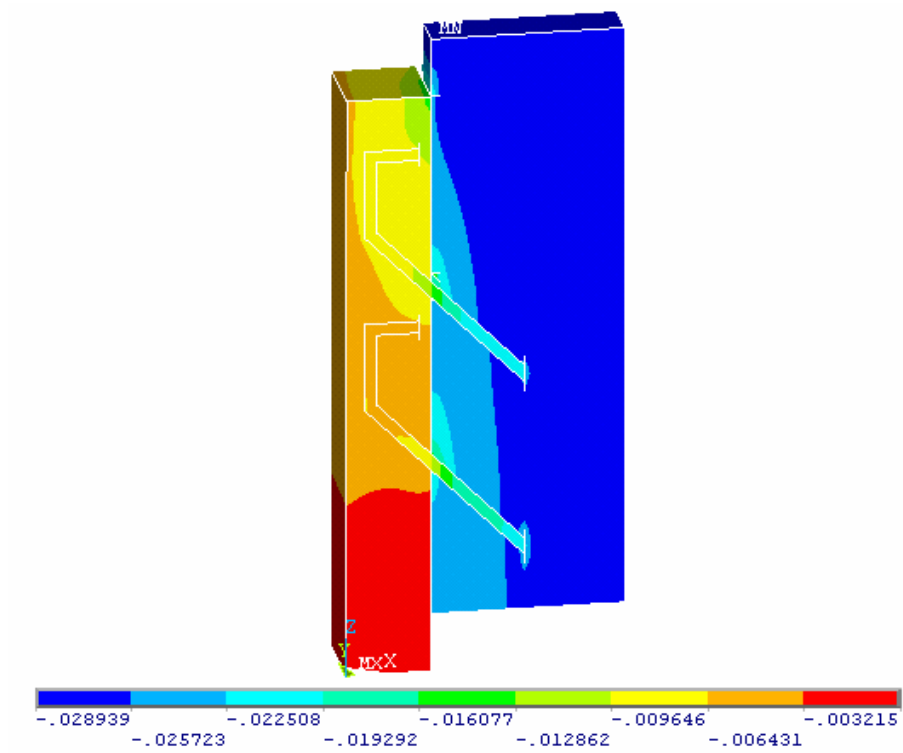


Figura 4.29 – Translações verticais (em mm) obtidas o MODELO 2

C – MODELO 3

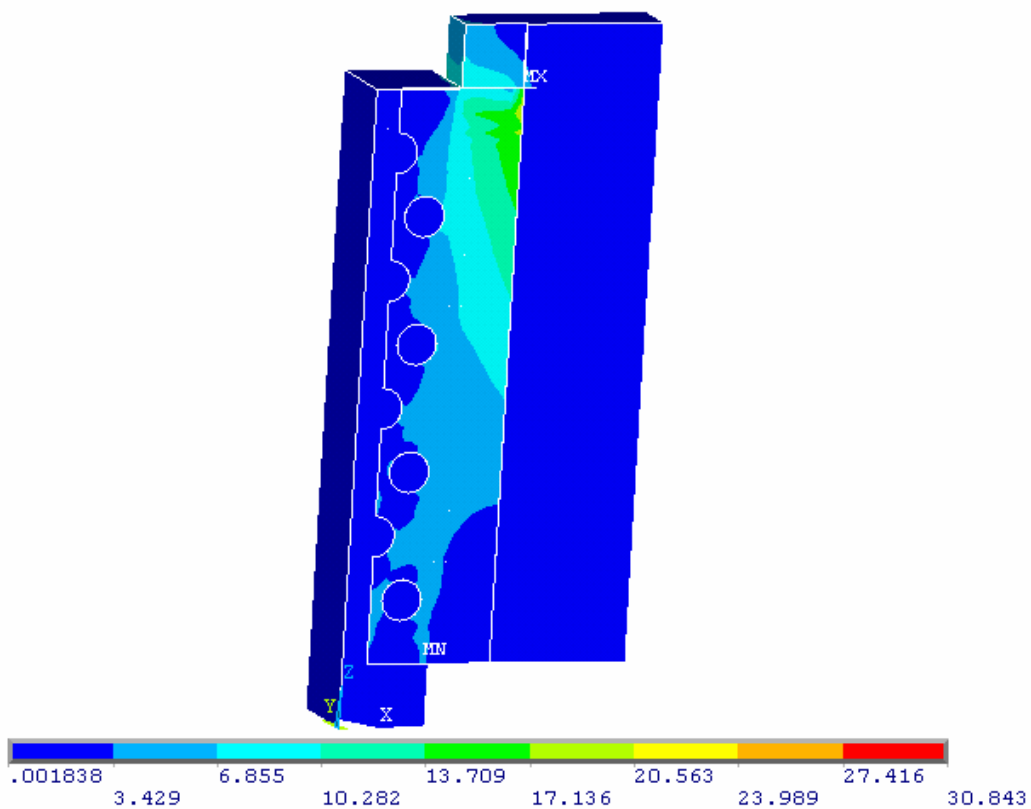


Figura 4.30 – Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 3

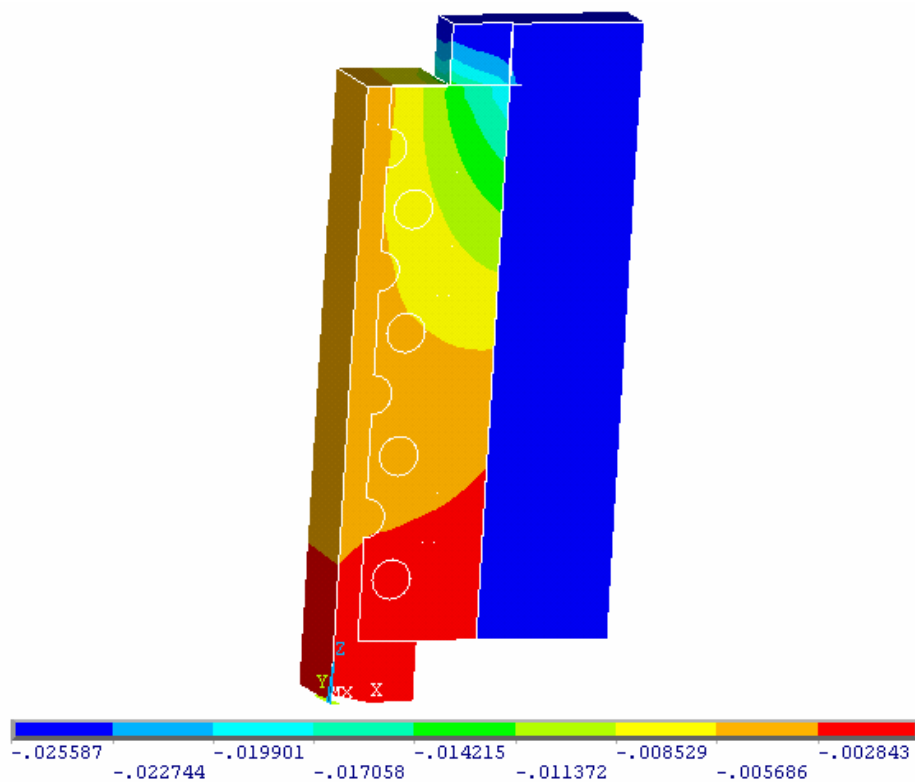


Figura 4.31 – Translações verticais (em mm) obtidas para o MODELO 3

D – MODELO 4

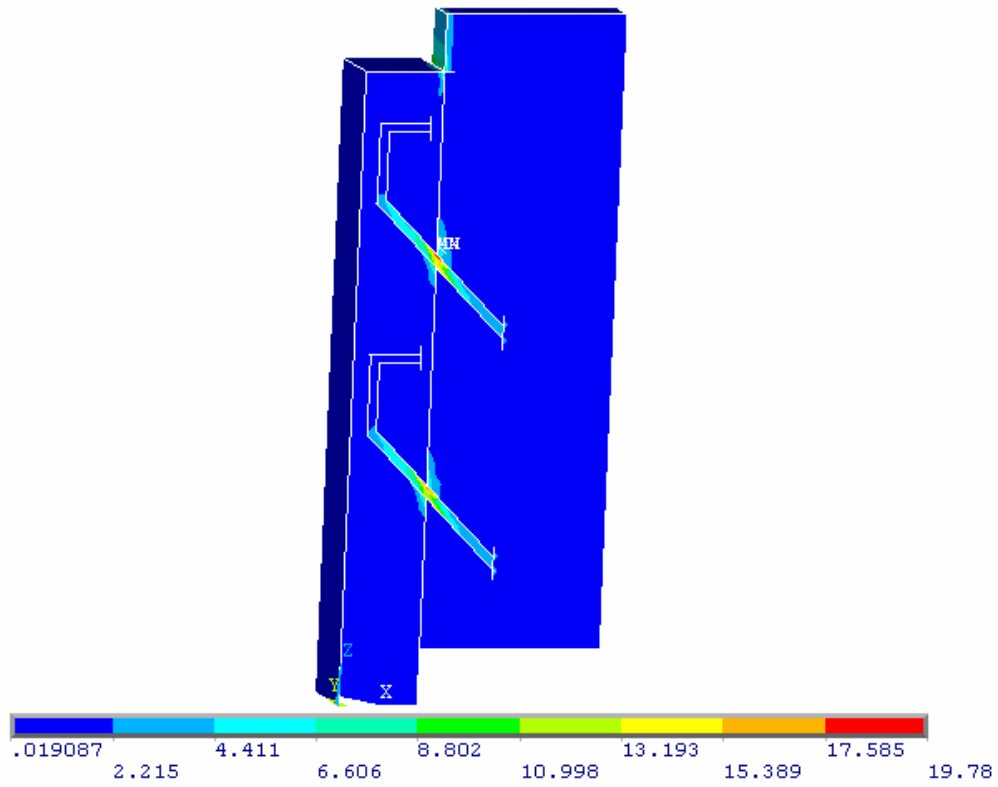


Figura 4.32 – Tensões de von Mises (em kN/cm²) obtidas para o MODELO 4

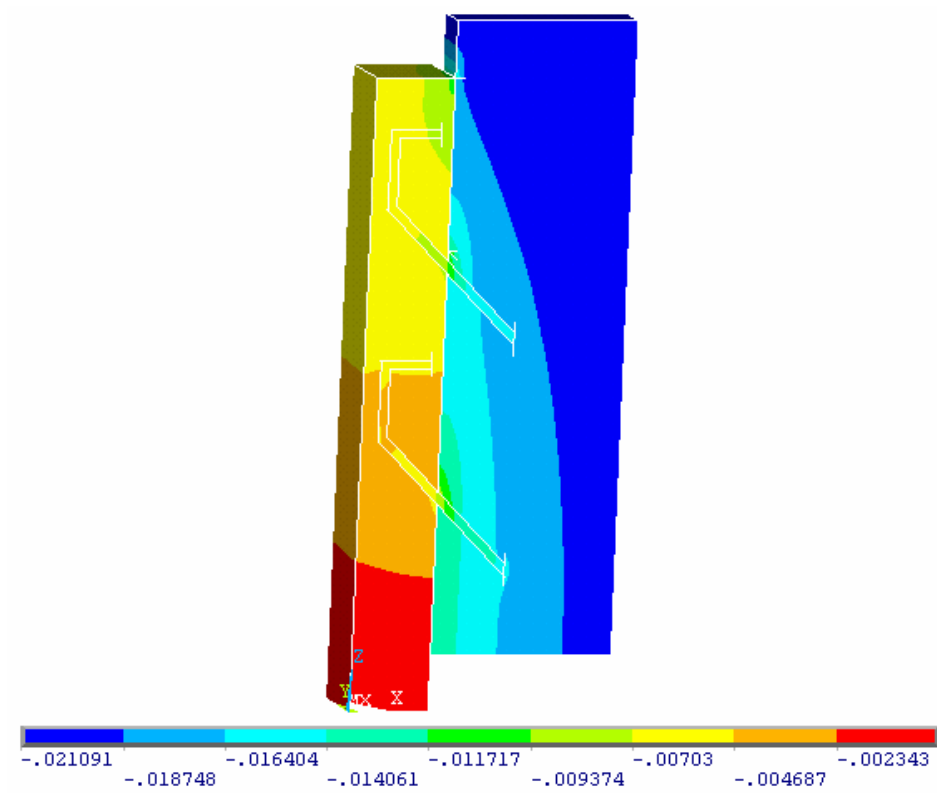


Figura 4.33 – Translações verticais (em mm) obtidas para o MODELO 4

E – MODELO 5

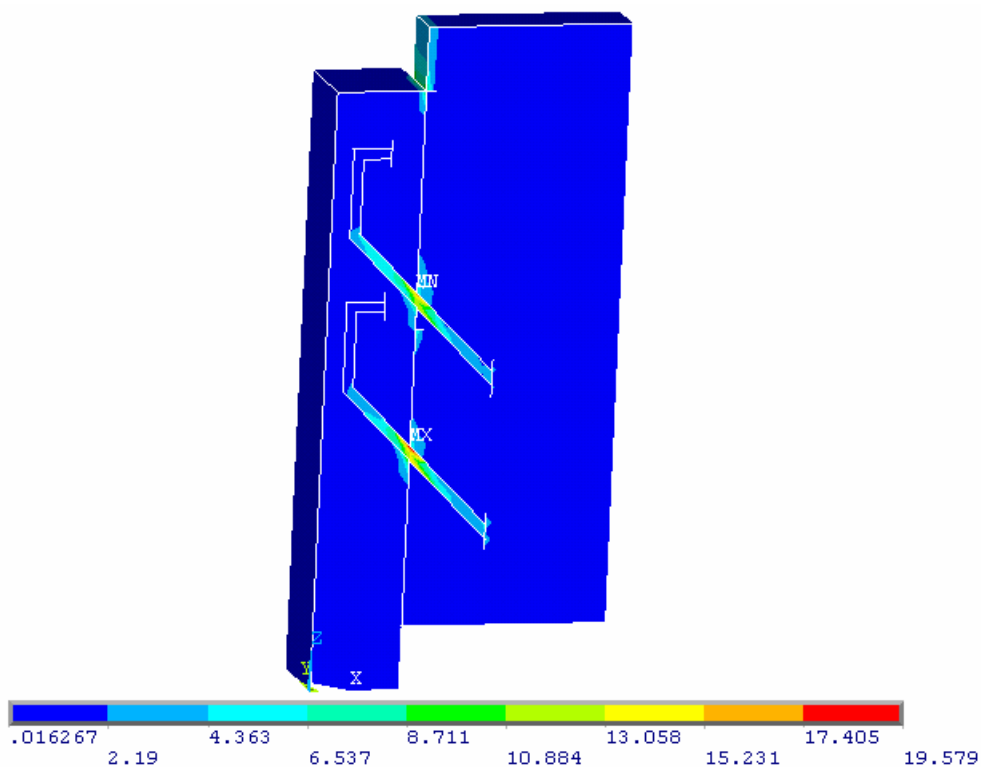


Figura 4.34 – Tensões de von Mises (em kN/cm^2) obtidas para o MODELO 5

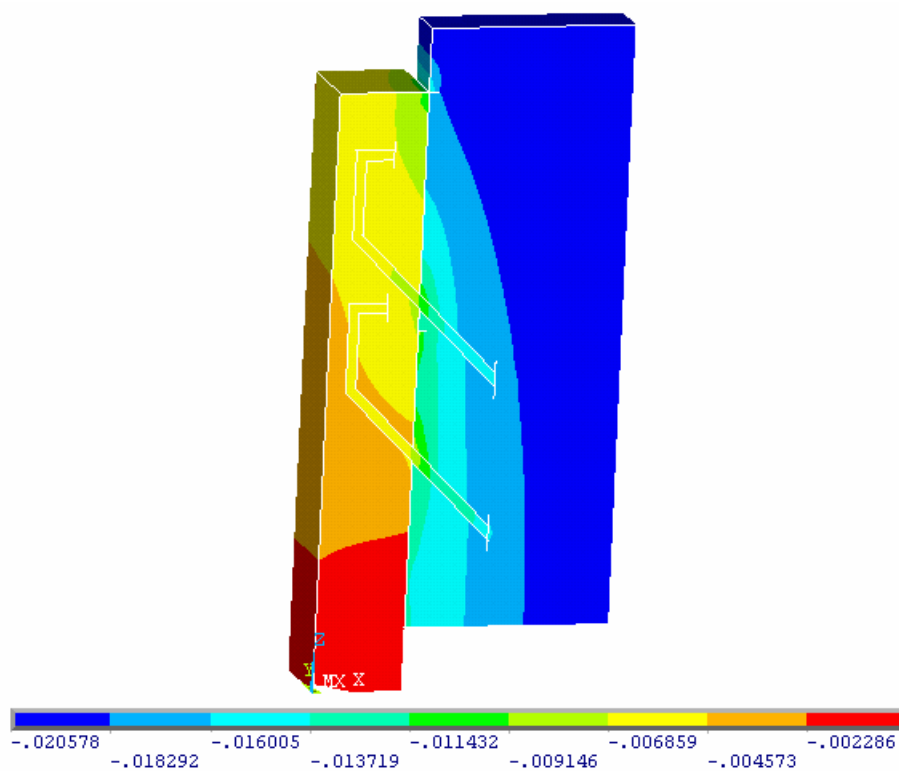


Figura 4.35 – Translações verticais (em mm) obtidas para o MODELO 5

4.2.5 Discussão dos resultados da análise numérica

Os MODELOS 1, 2 e 3 foram analisados sob duas condições: (a) na primeira fase foi considerado o comportamento não-linear dos materiais; (b) na segunda etapa, os materiais foram considerados com comportamento elástico-linear até a ruptura. Já os MODELOS 4 e 5 foram analisados apenas sob o comportamento elástico-linear.

Nas simulações que consideraram as não-linearidades físicas observou-se instabilidade numérica, ou seja, dificuldade em convergência, durante o processamento dos MODELOS 1 e 2. Em idênticas condições de não-linearidade física, o MODELO 3 apresentou bom comportamento e se obteve uma melhor concordância entre os resultados numéricos e experimentais, relativos ao deslizamento vertical. É provável que a grande quantidade de aço utilizada como conector, no MODELO 3, exerceu influência no comportamento da curva força versus deslizamento e no desempenho do modelo numérico proposto.

Observou-se, nos modelos cuja ligação entre o concreto e a MLC foi por meio de ganchos metálicos, uma grande concentração de tensões na região dos conectores, provocando flexão nos ganchos e, conseqüentemente, esmagamento no concreto e embutimento na madeira. Nesses modelos, as tensões nos ganchos ficaram abaixo da tensão de escoamento do aço, como indica a Fig. 4.36, em que os valores estão expressos em kN/cm^2 .

Ainda, por meio da Fig. 4.36, é possível concluir que o comprimento dos ganchos de aço poderia ter sido reduzido, visto que a parte superior dos ganchos, após a dobra em 90° , encontra-se muito pouco solicitada. Da mesma forma é possível ser observado que os dois ganchos foram solicitados, praticamente, de maneira uniforme.

Percebeu-se, também, o desenvolvimento de tensões na região de transferência de forças da madeira para o concreto, devido ao atrito estabelecido na interface dos materiais. No entanto, o nível de tensões foi menor que o verificado na região dos conectores.

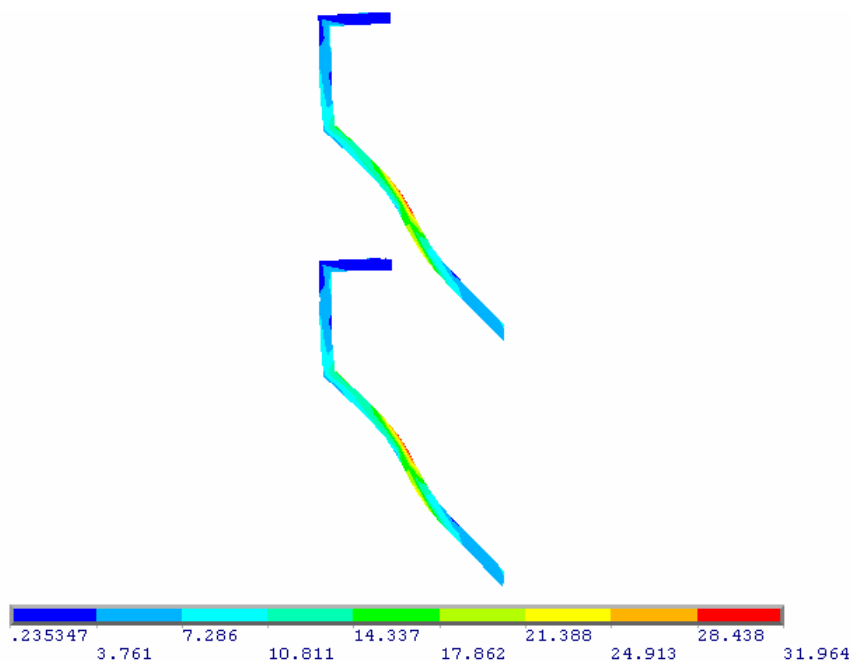


Figura 4.36 – Distribuição de tensões e configuração deformada dos ganchos de aço – MODELO 1

No MODELO 3, o qual não apresentou os problemas de instabilidade numérica no processamento, a distribuição de tensões no concreto e na chapa metálica perfurada, mostrados na Fig. 4.37, alcança os limites de resistência dos materiais. Considerando que a resistência média à compressão do concreto utilizado na produção desses corpos-de-prova foi de 33,9 MPa, conclui-se que a ruptura desse modelo ocorreu no concreto confinado no furo superior da chapa metálica, onde a tensão alcançou o valor de 34,53 MPa.

A chapa de aço é bastante solicitada na sua parte superior, alcançando a tensão de 502 MPa, ou seja, marca o início do escoamento desse aço. Por outro lado, a parte de MLC – não mostrada nas figuras – atingiu tensões próximas ao limite de sua resistência à compressão paralela às fibras, ou seja, 76 MPa.

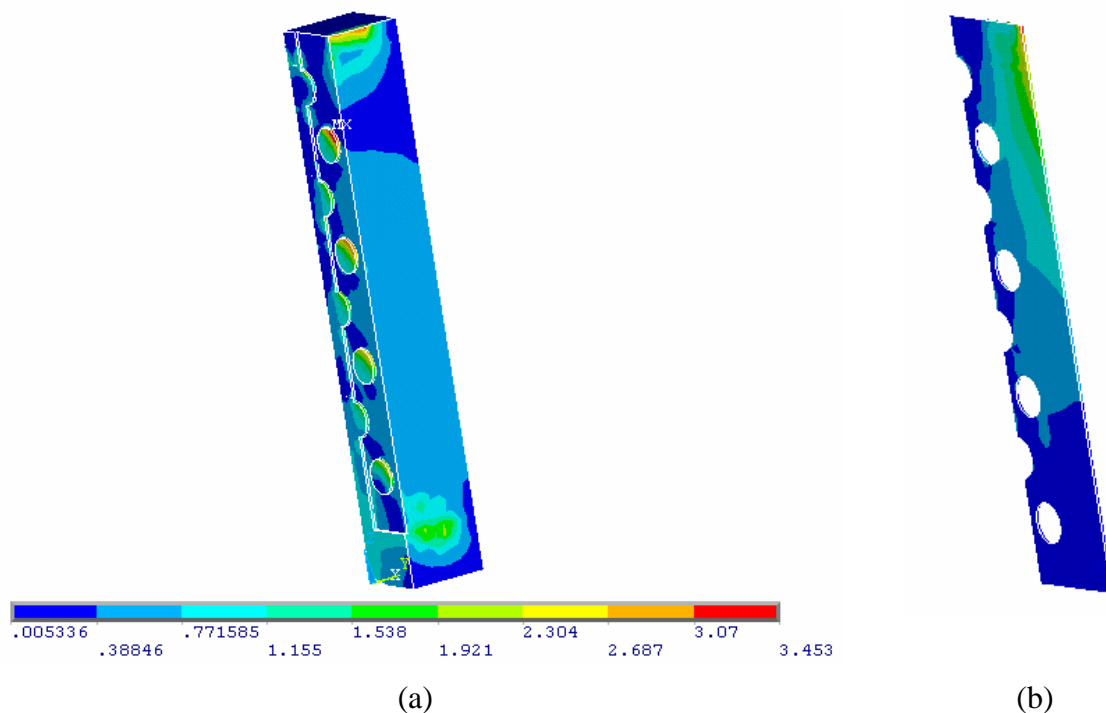


Figura 4.37 – Distribuição de tensões no MODELO 3: (a) na parte de concreto; (b) na chapa perfurada (valores em kN/cm²)

Nas análises apresentadas em Molina (2008) ressalta-se que os parâmetros que mais influenciaram na modelagem numérica dos sistemas mistos foram, primeiramente, as propriedades físicas da madeira e, em segundo lugar, o atrito entre os materiais. No presente trabalho avaliou-se apenas o efeito promovido pelas variações dos coeficientes de atrito, por se entender que as propriedades físicas são características intrínsecas dos materiais e, portanto, foram considerados os seus valores médios, obtidos experimentalmente, desconsiderando-se a hipótese de suas variações.

Adicionalmente, foram realizados estudos considerando-se variações nos coeficientes de Poisson, e os coeficientes referentes à madeira demonstraram pequena influência nos resultados.

Tensões muito inferiores à tensão de escoamento do aço foram observadas nas armaduras discretizadas nas modelagens descritas em Molina (2008), em corpos-de-prova

mistos de madeira-concreto, submetidos a carregamentos estáticos. Assim, a não discretização das armaduras do concreto, neste trabalho, não teve interferência no conjunto desta análise.

Finalmente, a estratégia de modelagem utilizada – com conectores metálicos representados por elementos sólidos – permitiu a visualização da distribuição de tensões e configuração deformada desses elementos.

4.3 Confrontações entre os resultados experimentais e numéricos

Nas seções anteriores foram apresentadas as características dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, assim como os resultados experimentais e numéricos auferidos. Em seguida são estabelecidas as comparações entre esses resultados.

Para a aferição dos MODELOS 1, 2 e 3, foram utilizados os valores dos módulos de deslizamento inicial, K_{ser} , obtidos experimentalmente a partir dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores designados por CP2, CP12 e CP16, respectivamente, os quais foram transcritos para a Tab. 4.19. Duas possibilidades foram analisadas durante a fase de simulação numérica quanto ao comportamento dos materiais: (a) elástico-linear, cujos valores de K_{ser} estão indicados na coluna [2]; (b) não-linear, com os valores de K_{ser} indicados na coluna [3].

Comparando-se os valores de K_{ser} , obtidos numericamente para os MODELOS 1 e 2 e indicados na coluna [2], com os módulos de deslizamento médios obtidos experimentalmente para os CP-I e CP-II, conforme Tab. 4.3 e 4.4, respectivamente, observa-se que a diferença não ultrapassa 4%, indicando que as hipóteses e modelos numéricos propostos são aceitáveis e conduzem a resultados com muito boa concordância.

Tabela 4.19 – Módulos de deslizamento inicial dos MODELOS 1, 2 e 3, obtidos experimentalmente e numericamente

MODELO	K_{ser} – experimental [1] (N/mm)	K_{ser} – elástico-linear [2] (N/mm)	K_{ser} – não-linear [3] (N/mm)	[2] [1]	[3] [1]
1	131.679	137.634	60.209	1,05	0,46
2	96.982	117.556	----	1,21	---
3	221.853	309.873	269.177	1,40	1,21

Na Tab. 4.20 encontram-se transcritos os valores encontrados numericamente para os módulos de deslizamento inicial dos MODELOS 4 e 5. Esses valores foram obtidos considerando-se o comportamento elástico-linear dos materiais.

Tabela 4.20 – Módulos de deslizamento inicial dos MODELOS 4 e 5 obtidos numericamente

MODELO	K_{ser} – numérico (N/mm)
4	167.137
5	166.215

Encontram-se representados, nas Fig. 4.38 e 4.39, os deslizamentos medidos e calculados para o MODELO 1, considerando, respectivamente, as hipóteses de comportamento elástico-linear e não-linear dos materiais. No caso de comportamento não-linear dos materiais houve instabilidade numérica, de modo que o programa não encontrou convergência para forças acima de 75 kN.

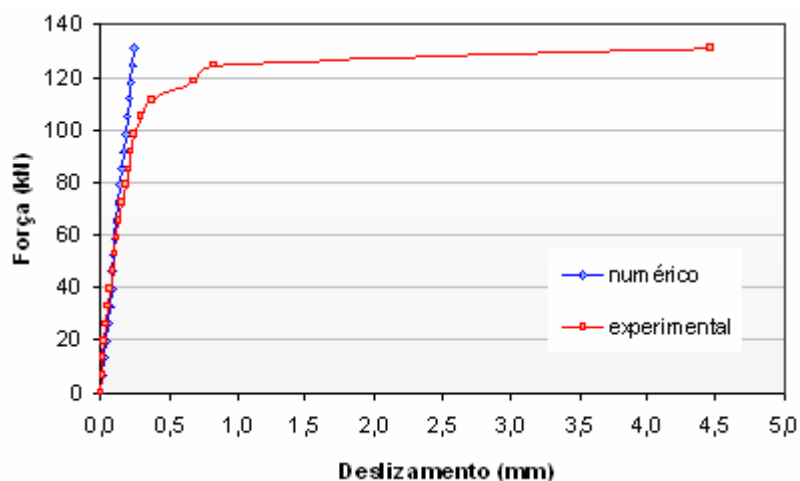


Figura 4.38 – Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 1, com materiais no regime elástico-linear

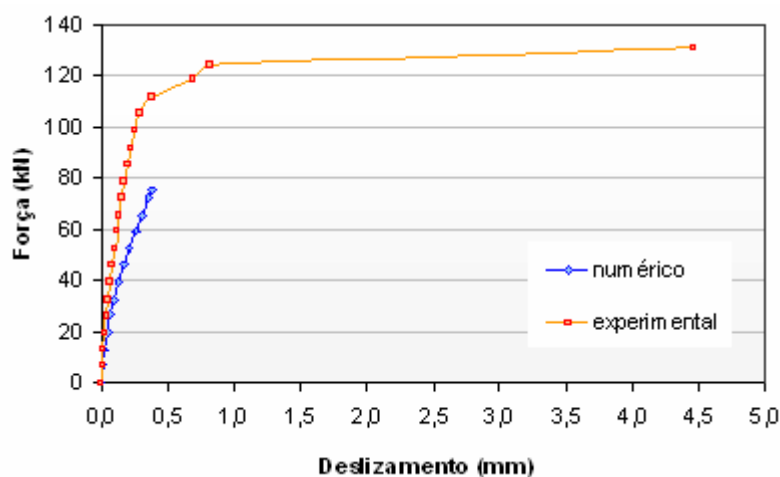


Figura 4.39 – Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 1, com materiais no regime não-linear

Nota-se, pela Fig. 4.38, que há grande divergência entre os valores numéricos e experimentais quando, evidentemente, os materiais começam a sofrer as deformações plásticas. No entanto, o objetivo dessas simulações numéricas foi a obtenção dos módulos de deslizamento inicial dos sistemas de conexão, cujo cálculo se dá na fase de comportamento elástico-linear dos materiais. A concordância entre essas curvas, próximo da ruptura, é ainda um desafio para a engenharia estrutural.

Com a consideração do comportamento elástico-linear dos materiais, na Fig. 4.40 estão representados os deslizamentos obtidos para o MODELO 2.

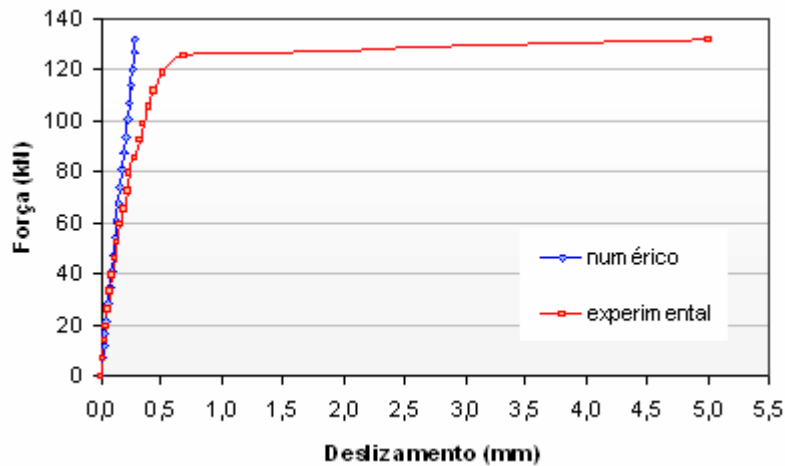


Figura 4.40 – Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 2, com materiais no regime elástico-linear

Finalmente, nas Fig. 4.41 e 4.42 encontram-se representados os deslizamentos obtidos e calculados para o MODELO 3, considerando-se, respectivamente, as hipóteses de comportamento elástico-linear e não-linear dos materiais. No processamento desse modelo não foram verificadas instabilidades numéricas, manifestando-se claramente uma melhor concordância com a consideração do comportamento não-linear dos materiais. Acredita-se que a grande quantidade de aço inserida nesse modelo, na forma de chapas perfuradas, tenha contribuído favoravelmente para esse desempenho.

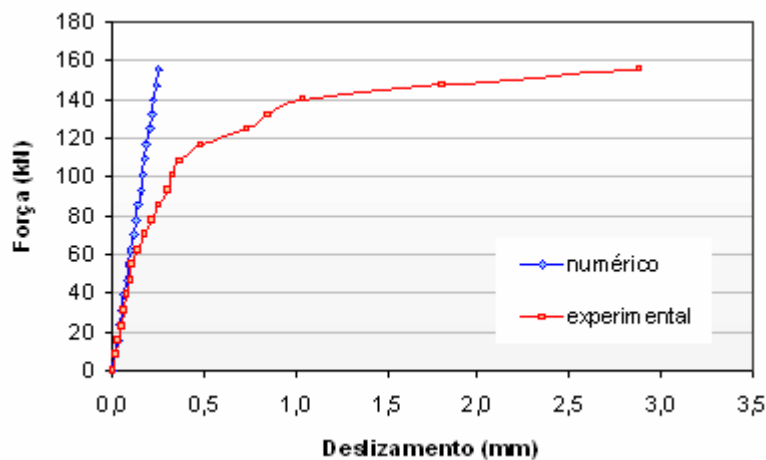


Figura 4.41 – Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 3, com materiais no regime elástico-linear

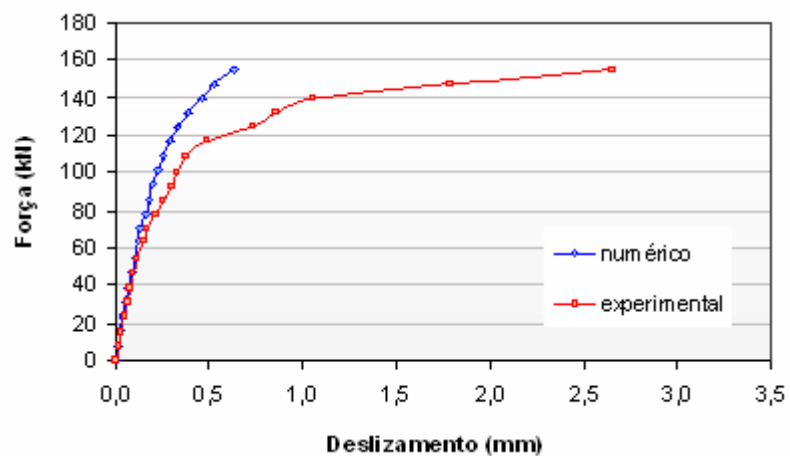


Figura 4.42 – Deslizamentos obtidos experimentalmente e numericamente para o MODELO 3, com materiais no regime não-linear

5 ESTUDO DAS VIGAS MISTAS DE MLC-CONCRETO

Fundamentando-se nas investigações experimentais e numéricas dos sistemas de conexão, é possível avançar no estudo dos sistemas mistos de madeira-concreto. Assim, este capítulo enfoca, inicialmente, os procedimentos adotados para a produção e realização dos ensaios das vigas de MLC, com e sem reforços com fibras de vidro; e, em seguida, são discutidos os procedimentos para a execução e métodos de ensaios das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforços com fibras de vidro. Todo procedimento experimental é amparado pelas recomendações das normas pertinentes ou, na ausência de normatização aplicável, baseiam-se em publicações correlatas.

Com a intenção de ponderar os desempenhos dessas vigas em escala real, planejou-se, então, a fabricação de 11 vigas de MLC com 5,4 m de comprimento, as quais receberam os reforços com fibras de vidro e/ou foram associadas com as mesas de concreto, conforme disposto na Tab. 5.1. Estrategicamente foi produzida a viga V9, a qual poderia servir como elemento de substituição, caso alguma falha grave fosse detectada em alguma outra viga. Depois de determinados os parâmetros elásticos, por meio de ensaios não-destrutivos de flexão estática, as vigas V10 e V11 foram recortadas para a confecção dos corpos-de-prova dos ensaios de cisalhamento nos conectores. Os resultados alcançados são também apresentados neste capítulo.

Os procedimentos, critérios e programa computacional empregado nas avaliações numéricas das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforços com fibras de vidro, são descritos na segunda fase deste capítulo. Com base nesses resultados, são, por fim, realizadas

as confrontações entre os resultados experimentais e numéricos, para se aferir a eficiência dos modelos propostos.

Tabela 5.1 – Planejamento experimental das vigas de MLC

Viga	Reforço com fibras de vidro	Mesa de concreto armado	Observações
V1	NÃO	SIM	
V2	NÃO	SIM	
V3	SIM	NÃO	
V4	SIM	SIM	
V5	SIM	NÃO	
V6	SIM	SIM	
V7	NÃO	NÃO	
V8	NÃO	NÃO	
V9	NÃO	NÃO	Reserva
V10	NÃO	NÃO	Recortada
V11	NÃO	NÃO	Recortada

Os parâmetros obtidos nesta etapa, sob o efeito de carregamentos estáticos, são fundamentais para a proposição de um modelo de dimensionamento, pois revelam o desempenho das vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro.

5.1 Avaliações experimentais

5.1.1 Vigas de MLC

5.1.1.1 Confeção

Posteriormente à obtenção dos módulos de elasticidade das lâminas emendadas, conforme descrito no Cap. 3, as lâminas foram distribuídas, então, para a formação das vigas,

conforme mostra o Apêndice E. Procurou-se um arranjo que resultasse em equilíbrio nos módulos de elasticidade médios das vigas de MLC.

Todas as recomendações apresentadas na revisão bibliográfica foram consideradas na produção dessas vigas, especialmente no que concerne à espessura e teor de umidade das lâminas, tipo de adesivo e disposição e configuração geométrica das emendas dentadas. As vigas de MLC foram produzidas com comprimentos de 5,4 m, de modo que os 10 cm iniciais e finais pudessem ser descartados, resultando em vigas com 5,2 m de comprimento. Foi providencial a execução das vigas com o comprimento ligeiramente superior ao necessário, pois nas extremidades das lâminas ocorreram variações de espessura, por problemas de aplainamento, o que prejudicou a colagem das lâminas nas regiões. A altura das vigas foi assumida com base na relação altura/vão adotada em Weaver (2002).

O adesivo Wonderbond EPI EL 70, descrito na seção 3.1.4, foi aplicado manualmente nas lâminas, conforme mostra a Fig. 5.1, e as vigas foram prensadas utilizando-se a prensa hidráulica mostrada na Fig. 5.2, com 18 m de comprimento e que dispõe de pistões de pressão superiores, além de dispositivos de prensagem lateral. Sem a disponibilidade desse equipamento de prensagem, dificilmente poderia ter sido utilizado esse adesivo, uma vez que o tempo exigido entre a aplicação e prensagem é bastante pequeno.



Figura 5.1 – Aplicação do adesivo



Figura 5.2 – Prensagem das vigas de MLC

Decorrido o tempo necessário à cura do adesivo, as vigas passaram por processo de acabamento para se remover o excesso de adesivo, que, naturalmente, escorre durante a prensagem. Uma vez aplainadas, as vigas confeccionadas apresentaram as dimensões relacionadas na Tab. 5.2. No Apêndice F estão ilustrados os posicionamentos das emendas dentadas em cada lâmina das 10 vigas de MLC produzidas e utilizadas na pesquisa.

Tabela 5.2 – Propriedades das vigas de MLC

Viga	Largura (mm)	Altura (mm)	MOE médio das lâminas (MPa)
V1	82	312	21.226
V2	83	313	20.623
V3	81	314	20.466
V4	80	312	20.199
V5	83	317	20.046
V6	84	312	20.020
V7	83	310	20.113
V8	81	311	19.770
V9	82	322	19.244
V10	83	325	19.405

As vigas de MLC foram apropriadamente acondicionadas no interior do LaMEM, ou seja, em local protegido da ação dos raios solares e da umidade, até a realização dos ensaios.

5.1.1.2 Método de ensaio e resultados

Seguindo as prescrições da ASTM D 198 (2005), com o esquema de ensaio indicado na Fig. 5.3, as 10 vigas produzidas foram inicialmente ensaiadas à flexão estática, visando à determinação de seus respectivos módulos de elasticidade (MOE). Duas dessas vigas – V7 e V8 – foram carregadas até a ruptura, para a obtenção dos respectivos módulos de ruptura (MOR).

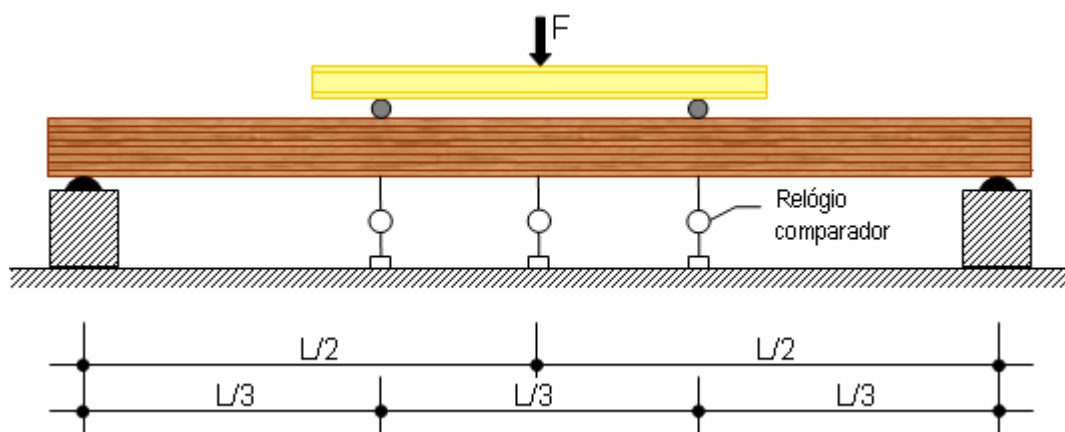


Figura 5.3 – Arranjo do ensaio de flexão nas vigas de MLC

As intensidades das forças aplicadas, bem como os correspondentes deslocamentos verticais, foram tomadas a partir de leituras no anel dinamométrico e nos relógios comparadores, respectivamente. Além dos três relógios comparadores, indicados na Fig. 5.3, foram posicionados, ainda, outros dois relógios comparadores sobre os apoios, para aferir os deslocamentos verticais ascendentes nessas posições (Fig. 5.4). Dispositivos metálicos de contraventamento, localizados a aproximadamente 50 cm do centro das vigas, foram distribuídos para garantir a estabilidade das vigas durante os ensaios, conforme ilustrado na Fig. 5.5.

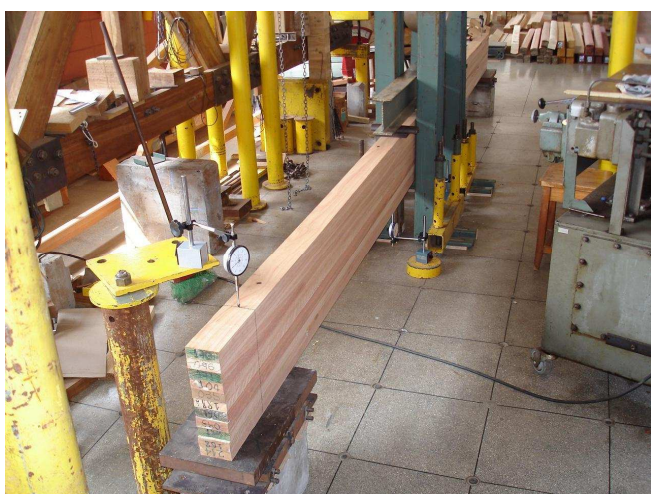


Figura 5.4 – Arranjo do ensaio de flexão e detalhe do relógio comparador sobre o apoio esquerdo



Figura 5.5 – Detalhe do contraventamento na região central da viga

Em dois ciclos de carga e descarga, o carregamento foi aplicado de forma monotônica. Nos dois primeiros ciclos as vigas foram submetidas a forças correspondentes a aproximadamente 40% da força prevista para a ruptura. Nesta fase de ensaios, apenas as vigas V7 e V8 foram submetidas ao terceiro ciclo de carregamento, até atingirem a ruptura. Os MOEs e MORs obtidos encontram-se relacionados nas Tab. 5.3 e 5.4, respectivamente.

Os valores dos MOEs apresentados nas colunas [1], [2] e [3] da Tab. 5.3 foram calculados em conformidade com a ASTM D 198 (2005), representando, respectivamente:

- [1] Módulo de elasticidade à flexão aparente (desprezando-se a deformação por cisalhamento) calculado pela expressão:

$$\frac{23FL^3}{108bh^3\Delta} \quad [5.1]$$

- [2] Módulo de elasticidade à flexão determinado a partir das flechas (considerando-se a deformação por cisalhamento):

$$\frac{23FL^3}{108bh^3\Delta\left(1 - \frac{FL}{5bhG\Delta}\right)} \quad [5.2]$$

- [3] Módulo de elasticidade à flexão determinado a partir dos deslocamentos verticais no trecho central (sem a incidência de cisalhamento):

$$\frac{FL^2_b}{4bh^3\Delta_{Lb}} \quad [5.3]$$

Em que:

F = Incremento de forças aplicadas, abaixo do limite de proporcionalidade (em N).

L = Vão (em mm).

Δ = Incremento de deslocamentos verticais do eixo neutro da viga, medidos no meio do vão, correspondentes às forças aplicadas (em mm).

G = Módulo de elasticidade transversal, calculado por $G = E/20$ (em MPa).

L_b = Comprimento entre os dois pontos de aplicação das forças, livre dos efeitos do cisalhamento (em mm).

Δ_{Lb} = Incremento de deslocamentos verticais do eixo neutro da viga, medidos no meio do vão, descontando-se os deslocamentos verticais medidos na posição dos pontos de aplicação das forças (em mm).

Observa-se que os valores do MOE [3], referentes às vigas V2 e V10, superam bastante os outros valores de MOE calculados. Convém salientar que, no caso do MOE [3], pequenas variações nas leituras dos deslocamentos verticais são suficientes para resultar em variações significativas nos valores calculados desses módulos.

Tabela 5.3 – Módulos de elasticidade à flexão das vigas de MLC

Viga	MOE [1] (MPa)	MOE [2] (MPa)	MOE [3] (MPa)	[1]/[2]	[1]/[3]
V1	23.241	25.264	24.699	0,92	0,94
V2	20.641	22.283	28.177	0,93	0,73
V3	22.299	24.257	25.872	0,92	0,86
V4	21.902	23.788	23.472	0,92	0,93
V5	21.416	23.295	23.936	0,92	0,89
V6	21.784	23.667	24.085	0,92	0,90
V7	21.392	23.171	23.104	0,92	0,93
V8	21.494	23.338	23.511	0,92	0,91
V9	21.635	23.712	23.720	0,91	0,91
V10	20.163	21.975	31.435	0,92	0,64
Média:	21.597	23.475	25.664		
cov (%):	3,7	3,8	14,6		

Tabela 5.4 – Características na ruptura das vigas de MLC

Viga	F_R (kN)	MOR (MPa)	Modo de ruptura
V7	101,7	67,6	Ruptura na emenda dentada da lâmina inferior
V8	84,3	57,1	Ruptura na penúltima lâmina inferior – nó
Média:	93,0	62,3	

COMPLEMENTAÇÃO DA DESCRIÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA:

Viga V7 – A ruptura teve início na emenda dentada localizada na última lâmina tracionada e se propagou, por meio de cisalhamento na lâmina de cola, para as lâminas superiores. O mapeamento completo do modo de ruptura encontra-se ilustrado no Apêndice G.

Viga V8 – A ruptura teve início em um nó localizado na penúltima lâmina tracionada e se propagou para a última lâmina, até atingir uma emenda dentada. Para cima, a ruptura se propagou por uma combinação de cisalhamento na madeira e nas lâminas de cola. O mapeamento completo do modo de ruptura encontra-se ilustrado no Apêndice G.

Nota-se que a viga V7 atingiu uma força de ruptura, F_R , 20% superior à alcançada pela viga V8. Espera-se, com a adição do reforço com fibras de vidro, que essa dispersão seja atenuada, o que é extremamente desejável para a confiabilidade do material.

Por meio da Fig. 5.6 pode-se constatar que o carregamento aplicado, na avaliação inicial das vigas produzidas, permaneceu dentro do regime de comportamento elástico-linear.

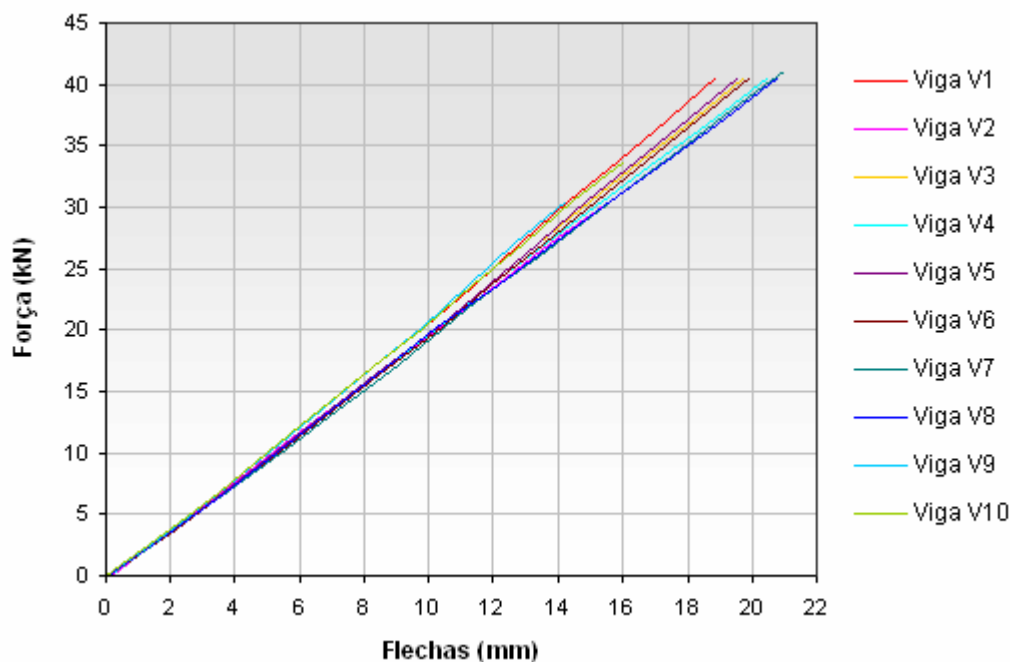


Figura 5.6 – Comportamento das vigas de MLC nos ensaios de flexão – último carregamento

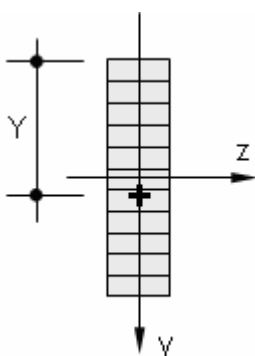
Após os ensaios de flexão, as vigas V9 e V10 foram recortadas para a produção dos corpos de prova de cisalhamento nos conectores, os quais foram descritos no Cap. 4 deste trabalho. Da parte não afetada pela ruptura, das vigas V7 e V8, foram extraídos corpos-de-prova para a realização dos ensaios de caracterização da MLC, descritos no Apêndice D.

Utilizando-se o Método da Seção Transformada, foram calculadas as posições da linha neutra correspondentes a cada uma das vigas de MLC, as quais se encontram listadas na Tab. 5.5. Além disso, nessa mesma tabela se mostra um comparativo entre as flechas teóricas e as apuradas experimentalmente, para o nível de força F indicado. No cálculo das flechas teóricas [2] considerou-se o efeito do cisalhamento enquanto que nas flechas teóricas [1] esse efeito foi desconsiderado. O módulo de elasticidade longitudinal empregado na determinação das flechas resultou da média dos módulos de elasticidade longitudinais das diversas lâminas que compõem cada viga. Por outro lado, para o módulo de elasticidade transversal adotou-se a relação proposta pela NBR 7190 (1997), ou seja, $G = E/20$.

Tabela 5.5 – Propriedades geométricas e elásticas das vigas de MLC

Viga	Posição da linha neutra Y (mm)	F (kN)	Flecha experimental (mm)	Flecha teórica [1] (mm)	Diferença (%)	Flecha teórica [2] (mm)	Diferença (%)
V1	156,8	40,6	18,9	18,1	4,4	19,6	-3,6
V2	157,5	33,8	17,4	15,7	10,8	16,9	3,0
V3	156,8	40,6	19,8	19,4	2,1	20,9	-5,3
V4	156,3	40,6	20,5	20,2	1,5	21,8	-6,0
V5	157,8	40,6	19,6	18,9	3,7	20,4	-3,9
V6	155,9	40,6	20,0	19,6	2,0	21,1	-5,2
V7	154,1	41,1	21,0	20,4	2,9	22,0	-4,5
V8	155,4	40,6	20,8	20,7	0,5	22,3	-6,7
V9	160,7	30,4	14,2	14,1	0,7	15,3	-7,2
V10	162,2	33,8	16,0	15,2	5,3	16,5	-3,0

Na Fig. 5.7 se representa a posição da linha neutra, Y, e os eixos pertencentes ao plano da seção transversal das vigas.

**Figura 5.7** – Posicionamento dos eixos na seção transversal das vigas de MLC

Nota-se uma excelente concordância entre os resultados teóricos [1] – calculados a partir da Equação [5.4] – e os experimentais, pois a relação L/h é aproximadamente igual a 16, indicando que o efeito do cisalhamento nas flechas não é tão significativo. Simplesmente pela observação da viga V2, não foi possível constatar nenhum defeito que justificasse a

ocorrência da flecha mais acentuada que o previsto. Por outro lado, a viga V10 não foi motivo de preocupação, uma vez que a mesma foi recortada para a produção dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores.

$$\frac{23FL^3}{1296EI} \quad [5.4]$$

Na equação acima, E é o módulo de elasticidade longitudinal da lâmina adotada como referência e I é o momento de inércia da seção transformada.

5.1.2 Vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro

5.1.2.1 Aplicação do reforço

Em seguida, quatro dessas vigas (V3, V4, V5 e V6) receberam o reforço com fibras de vidro. O processo teve início com a seleção do tecido de fibras de vidro e resina apropriados. O tecido adquirido, especificado na seção 3.4, apresentava largura de 1,4 m, e, assim, houve a necessidade de recortá-lo em tiras com a mesma largura das vigas de MLC. Para evitar o esgarçamento, aplicou-se tiras de fita crepe sobre o tecido, em intervalos de aproximadamente 30 cm, antes de recortá-lo. A iniciativa teve bons resultados, pois durante a laminação não desfiou nenhuma faixa do tecido.

Antes da aplicação do tecido de fibras de vidro, as faces das vigas que receberiam os reforços foram impregnadas com a mesma resina epóxi utilizada na laminação, também especificada na seção 3.4, evitando-se problemas com a colagem da primeira camada do tecido. Depois da cura, iniciou-se o processo de laminação, sempre se observando as recomendações dos fabricantes. A resina epóxi foi aplicada com pincel, conforme Fig. 5.8, e, para a eliminação das bolhas de ar, empregou-se o rolo desaerador mostrado na Fig. 5.9.



Figura 5.8 – Aplicação do adesivo epóxi



Figura 5.9 – Rolo desaerador

Especialmente desenvolvida para os processos de laminação em fibra de vidro, carbono e aramida, a resina epóxi AR-300 demonstrou-se eficiente para a aplicação do reforço em camadas. A resina AR-300 e o endurecedor AH-30 – com *gel time* de 30 minutos a 25 °C – foram misturados na proporção de 3:1 (em volume).

Foram aplicadas 20 camadas de tecido de fibras de vidro, resultando em uma espessura nominal de reforço equivalente a 10 mm, o que corresponde a 3,1% da área total da seção transversal. Salienta-se que a espessura final foi de 16 mm, considerando o espaço ocupado pela resina epóxi entre as diversas camadas de tecido.

Essa etapa requer o uso constante de equipamentos de proteção individual, especialmente luvas, respiradores e óculos de proteção.

5.1.2.2 Método de ensaio e resultados

Concluída a etapa de aplicação dos reforços e observando-se as prescrições da ASTM D 198 (2005), com o esquema de ensaio indicado na Fig. 5.3, as vigas V3 e V5 foram

ensaiadas à flexão estática, objetivando a determinação de suas propriedades de rigidez e o comportamento na ruptura.

Em dois ciclos de carga e descarga, o carregamento foi aplicado de forma monotônica crescente. Nos dois primeiros ciclos, as vigas foram submetidas a forças correspondentes a aproximadamente 40% da força prevista para a ruptura; no terceiro carregamento, as vigas foram solicitadas até a ruptura. A Fig. 5.10 indica o comportamento dessas vigas, válido para o segundo ciclo de carregamento dos ensaios de flexão estática.

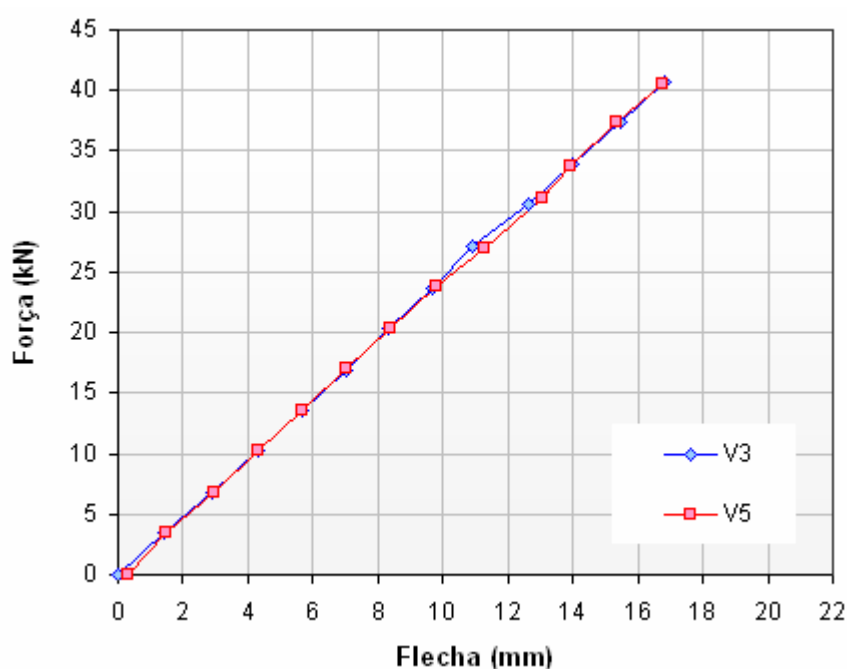


Figura 5.10 – Comportamento das vigas de MLC com reforço de fibras de vidro, no segundo ciclo de carregamento do ensaio de flexão

Nas Tab. 5.6 e 5.7 encontram-se relacionadas as posições da linha neutra, calculadas segundo o Método da Seção Transformada, bem como as propriedades elásticas, rigidez experimental e comportamento na ruptura. No Apêndice G encontram-se ilustrados, por mapeamento, os modos de ruptura das vigas V3 e V5.

Tabela 5.6 – Propriedades geométricas e elásticas das vigas de MLC com reforço

Viga	Posição da linha neutra Y (mm)	F (kN)	Flecha experimental (mm)	Flecha teórica (mm)	Diferença (%)
V3	170,5	40,7	16,8	16,8	0,0
V5	172,0	40,6	16,7	16,4	1,8

Tabela 5.7 – Rigidez experimental e comportamento na ruptura das vigas de MLC com reforço

Viga	(EI) _{exp} (N.mm ²)	F _R (kN)	MOR (MPa)	Modo de ruptura
V3	5,37E+12	112,5	66,0	Ruptura por cisalhamento da 7ª lâmina
V5	5,37E+12	121,3	67,1	Ruptura em emenda dentada da última lâmina tracionada
Média:	5,37E+12	116,9	66,6	

COMPLEMENTAÇÃO DA DESCRIÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA:

Viga V3 – A ruptura iniciou-se por cisalhamento da sétima lâmina, contando-se de cima para baixo, próximo de um dos pontos de aplicação de força ($2/3L$), propagando-se por cisalhamento na lâmina de cola.

Viga V5 – A ruptura teve início na emenda dentada localizada na última lâmina tracionada e se propagou, por meio de cisalhamento, para as lâminas superiores.

Para avaliar as deformações e a distribuição de tensões na seção transversal, localizada no centro da viga, foram instalados os extensômetros elétricos do tipo KFG-10-120-C1-11, com comprimento de 10 mm, nas posições indicadas na Fig. 5.11. Em posição apropriada foi instalada uma célula de carga com capacidade para 250 kN. Posteriormente, esses dispositivos foram conectados ao sistema de aquisição de dados *System 5000* da *Vishy Measurements Groups*, possibilitando a visualização das deformações registradas, conforme Fig. 5.12 e 5.13.

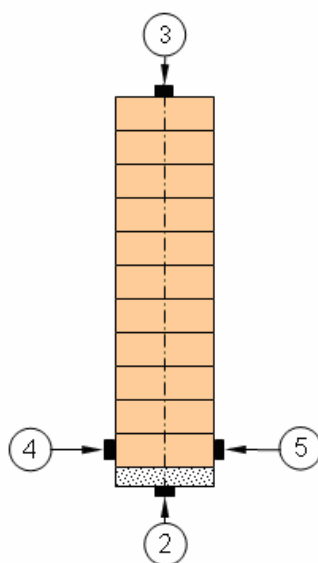


Figura 5.11 – Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal das vigas de MLC com reforço de fibras de vidro

Nenhuma irregularidade foi constatada durante a execução do ensaio, e respectiva aquisição de dados, da viga V3. No entanto, ao construir o gráfico força versus deformação da viga V5, observou-se uma anormalidade nos registros do extensômetro 3, no último ciclo de carregamento e acima do nível de 40 kN. Para não se descartar os dados dessa viga, foi realizada uma correção nos dados desse extensômetro, projetando os dados irregulares sobre uma reta, a partir de 40 kN.

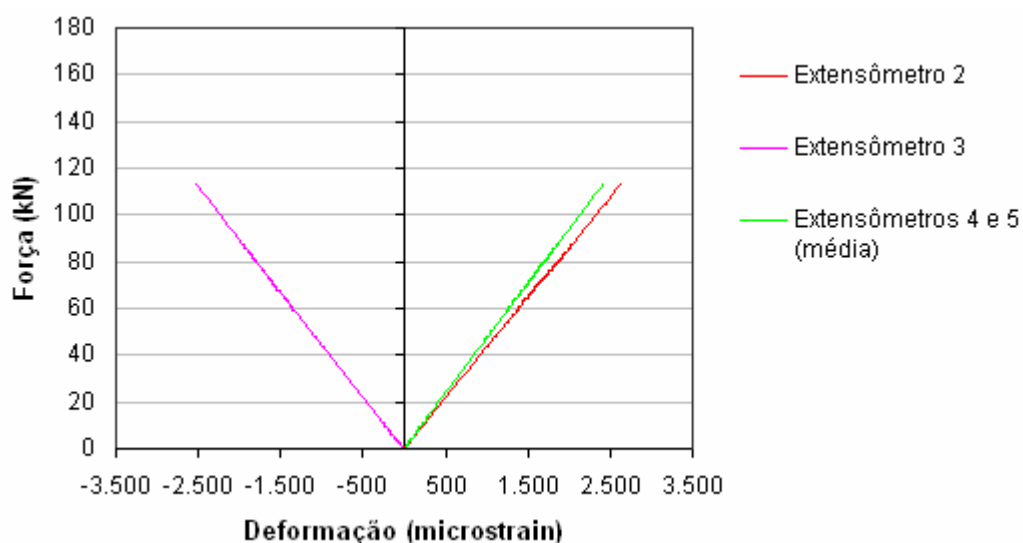


Figura 5.12 – Deformações registradas no ensaio da viga V3

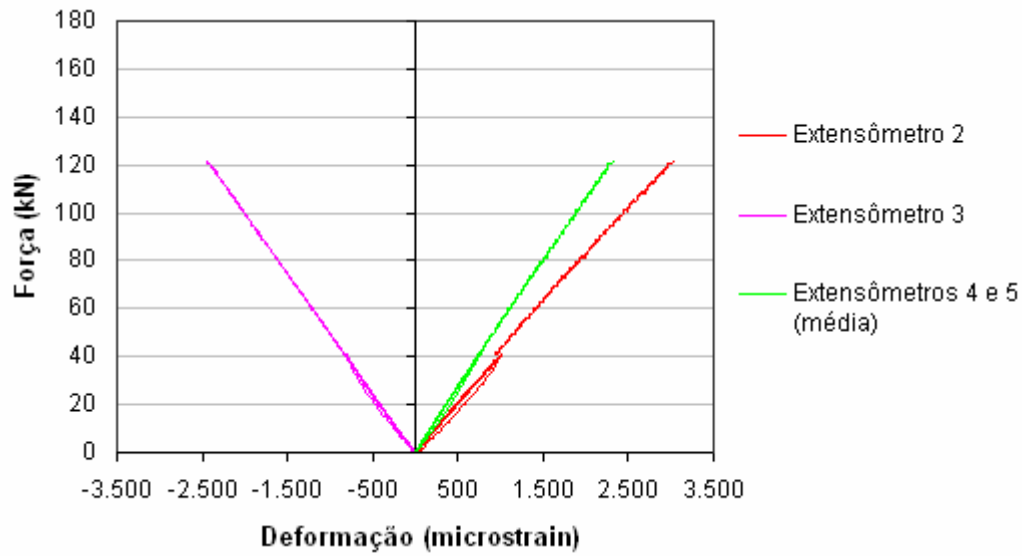


Figura 5.13 – Deformações registradas no ensaio da viga V5

As Fig. 5.14 e 5.15 mostram as linhas elásticas obtidas nos ensaios de flexão das vigas V3 e V5, com e sem reforço com fibras de vidro, para os níveis de carregamento de 40,7 kN e 40,6 kN, respectivamente. Nesse nível de solicitação, as diferenças constatadas entre as flechas, considerando o reforço e a ausência dele, foram em média de 15%.

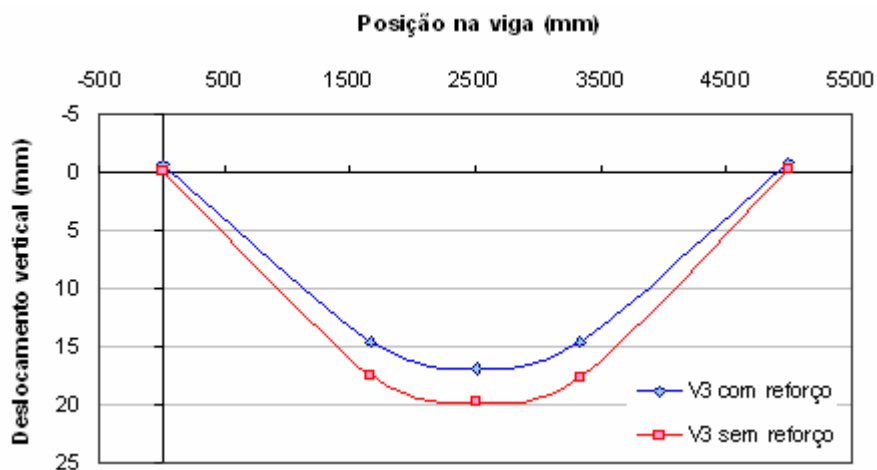


Figura 5.14 – Desempenho à flexão da viga V3, com e sem reforço, considerando o nível de força de 40,7 kN

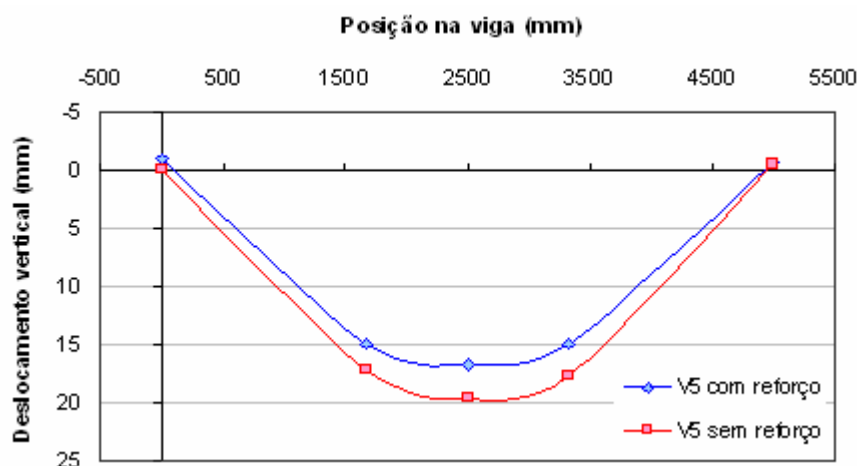


Figura 5.15 – Desempenho à flexão da viga V5, com e sem reforço, considerando o nível de força de 40,6 kN

Pelo Método da Seção Transformada foi possível obter as rigidezes das vigas V3 e V5 sob o efeito da composição total da seção transversal, $(EI)_t$, para, então, compará-las com as rigidezes experimentais observadas nos níveis de carregamento de 40,7 kN e 40,6 kN, respectivamente. Os resultados encontram-se relacionados na Tab. 5.8.

Tabela 5.8 – Rigidezes das vigas V3 e V5, com e sem reforço com fibras de vidro

Viga	Rigidez total $(EI)_t$ (N.mm ²)	Rigidez experimental $(EI)_{exp}$ (N.mm ²)	$\frac{(EI)_{exp}}{(EI)_t}$
V3 – sem reforço	4,6449E+12	4,5562E+12	0,98
V3 – com reforço	5,8042E+12	5,3703E+12	0,93
V5 – sem reforço	4,7655E+12	4,5957E+12	0,96
V5 – com reforço	5,9685E+12	5,3736E+12	0,90

Com base nas leituras dos extensômetros elétricos instalados, foi possível a construção dos perfis de distribuição de deformações na seção transversal central de ambas as vigas, para três níveis de carregamento, sendo o último referente à força de ruptura, conforme mostram as Fig. 5.16 e 5.17.

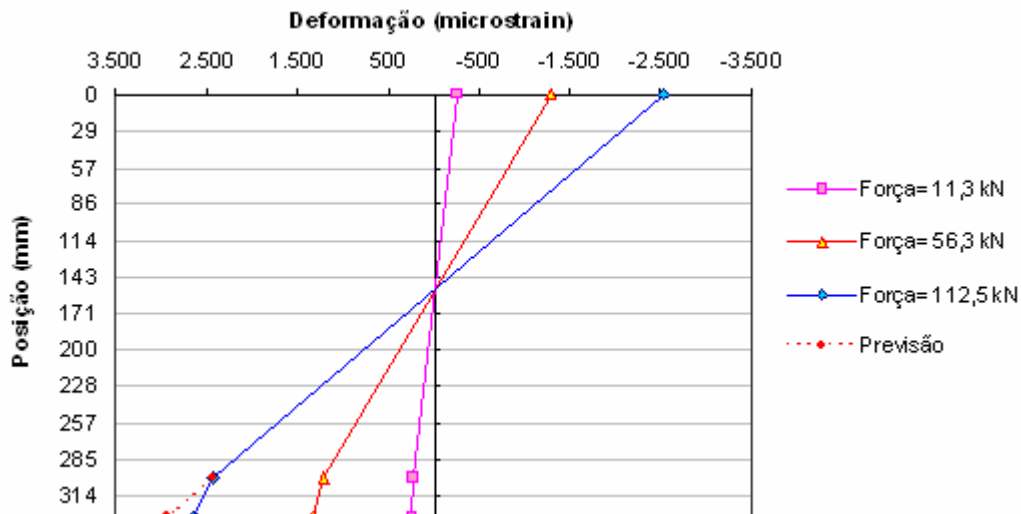


Figura 5.16 – Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V3, para três níveis de carregamento

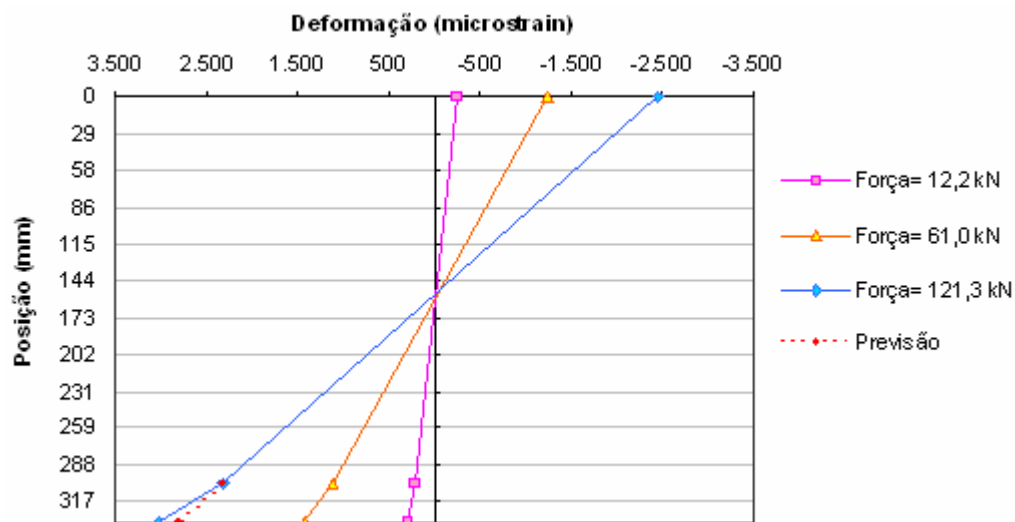


Figura 5.17 – Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V5, para três níveis de carregamento

Nas Fig. 5.16 e 5.17 é possível se observar, na representação relativa ao último nível de carregamento, um segmento pontilhado, em cuja legenda aparece a inscrição “previsão”. Fez-se a representação dessa previsão de deformação, porque não houve sinais evidentes de deslizamento entre a MLC e o reforço com fibras de vidro. Assim, amparando-se na hipótese da flexão de vigas em que as seções planas permanecem planas, as deformações na região do reforço deveriam seguir o segmento pontilhado.

Percebe-se, também, a partir da instrumentação utilizada, que a posição da linha neutra manteve-se praticamente estável durante todo o ensaio. No último nível de carregamento, essas posições corresponderam a 152,9 mm para a viga V3 e 155,2 mm para a viga V5, contados a partir da face superior da viga, conforme Fig. 5.7. Essas posições de linha neutra são menores do que as indicadas na Tab. 5.6, pois aquelas consideravam o efeito da composição total da seção transversal, o que na prática não aconteceu.

A partir da distribuição das deformações na seção transversal foi possível a construção dos diagramas de distribuição de tensões, válido também para a seção transversal central das vigas V3 e V5, optando-se pela construção do diagrama de tensões somente para o último nível de carregamento, conforme mostram as Fig. 5.18 e 5.19, respectivamente. Para o cálculo das tensões foram adotados os MOEs de cada lâmina (Apêndice E), bem como o módulo de elasticidade das fibras de vidro relacionado na Tab. 3.8. As diversas camadas da MLC, bem como a camada de reforço, encontram-se indicadas nessas figuras, ressaltando-se que, para simplificar a representação, as tensões foram admitidas constantes ao longo da altura de cada camada e seus valores equivalem à média das tensões nas respectivas lâminas.

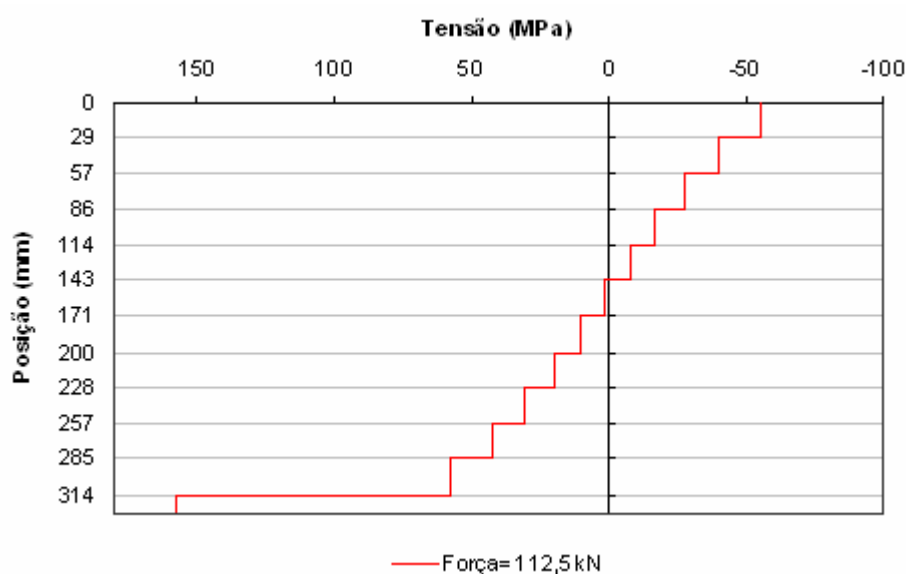


Figura 5.18 – Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V3, considerando aplicada a força de 112,5 kN (ruptura)

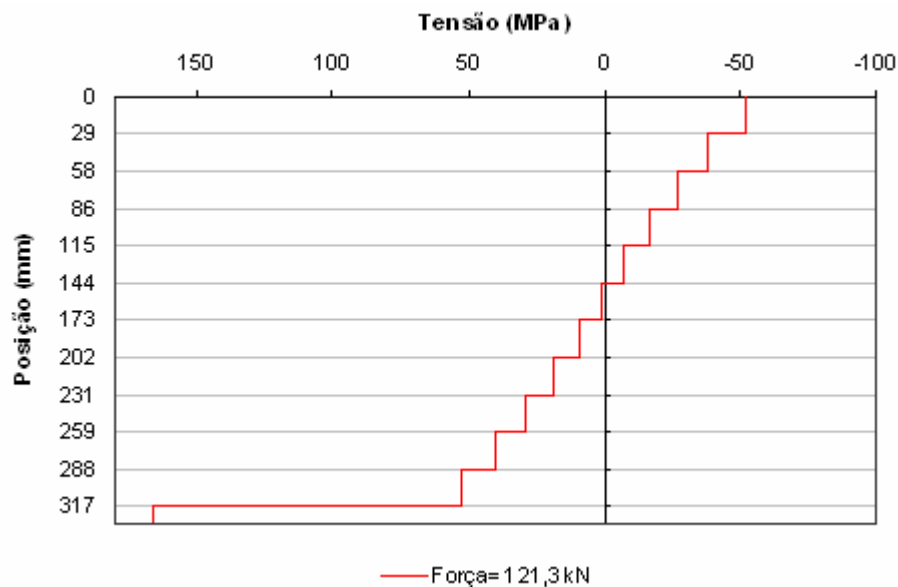


Figura 5.19 – Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V5, considerando aplicada a força de 121,3 kN (ruptura)

Determinadas as distribuições de tensões, foi possível, então, o cálculo dos momentos resistentes e, ao mesmo tempo, compará-los com os momentos fletores máximos aplicados nas vigas, conforme apresentado na Tab. 5.9.

Tabela 5.9 – Momento fletor aplicado e momento resistente – vigas V3 e V5

Viga	Momento fletor máximo aplicado (kN.m) [1]	Momento resistente (kN.m) [2]	$\frac{[1]}{[2]}$
V3	93,78	98,07	0,96
V5	101,07	97,04	1,04

5.1.3 Vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforços com fibras de vidro

5.1.3.1 Confeção

Quatro vigas foram preparadas para receberem as mesas de concreto armado, sendo duas delas reforçadas com fibras de vidro – vigas V4 e V6 – e outras duas sem os reforços – vigas V1 e V2.

Numa primeira etapa, definiu-se o sistema de conexão entre a mesa de concreto armado e a alma de MLC. Baseando-se nos resultados auferidos na primeira parte deste programa experimental, em que foram avaliadas as propostas de conexão entre os materiais por meio de ganchos e chapas metálicas perfuradas, optou-se pela utilização dos ganchos de aço com diâmetro de 8 mm, por apresentarem maior módulo de deslizamento dentre os ganchos considerados. Descartou-se a possibilidade de utilização das chapas metálicas perfuradas, por conta do modo de ruptura frágil apresentado.

Procedeu-se, então, a uma avaliação teórica, tomando-se como base as prescrições do EUROCODE 5 (2004) para as vigas mistas, com o intuito de evitar a ruptura das vigas nos elementos de conexão. Foi constatado, a partir dos ensaios dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, que a capacidade média de carga por gancho de 8 mm é de 32,8 kN. Deste modo, determinou-se o espaçamento equivalente a 12 cm entre os ganchos, válido para a região de maior fluxo de cisalhamento. No terço central das vigas, onde o cisalhamento é nulo, esse espaçamento foi dobrado, pois os ganchos têm, nessa região, apenas a responsabilidade de evitar a separação entre as partes. A Fig. 5.20 indica o posicionamento dos ganchos metálicos na parte simétrica das vigas.

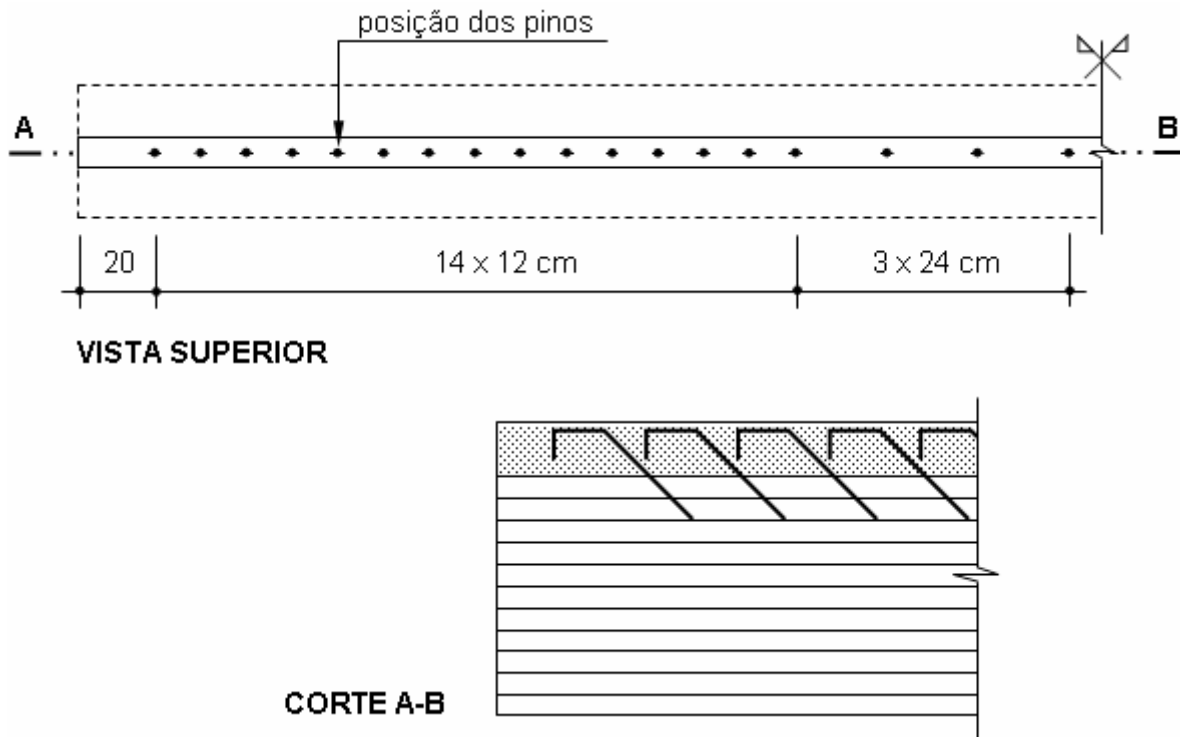


Figura 5.20 – Posicionamento dos ganchos de 8 mm na parte simétrica das vigas mistas

Anteriormente à fixação dos ganchos metálicos, realizou-se a furação prévia, com diâmetro de 10 mm, apropriando-se de um dispositivo metálico para orientar a execução dos furos inclinados em 45°. Para manter os ganchos em posição, durante a cura do adesivo, foram idealizados os calços de madeira serrada, mostrados na Fig. 5.21, os quais atenderam plenamente aos seus propósitos.



Figura 5.21 – Suportes auxiliares na fixação dos ganchos metálicos



Figura 5.22 – Vigas com ganchos metálicos colados

Em decorrência das dificuldades verificadas na colagem dos ganchos, por ocasião da confecção dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, decidiu-se pelo uso, nesta fase, de um adesivo epóxi mais fluido. Assim, foi utilizado o adesivo Compound gel, fabricado pela Otto Baumgart, o qual foi despejado em uma seringa de uso farmacêutico, com um pedaço de mangueira de silicone instalada em sua extremidade. Esse dispositivo permitiu a introdução do adesivo nos furos com grande facilidade. Injetado o adesivo, os ganchos foram instalados nos furos com movimentos de torcimento, para evitar a formação de bolhas. A Fig. 5.22 mostra as vigas com os ganchos metálicos já colados.

Antes de iniciar a execução das mesas das vigas mistas, foi necessário determinar as dimensões desse componente do sistema. Seguindo as proposições apresentadas em Van der Linden (1999), a mesa de concreto deveria ter uma largura $b_c = 954$ mm, para altura $h_c = 70$ mm. Por analogia ao publicado em Brody et al. (2000), a mesa de concreto deveria ter largura $b_c = 420$ mm. Assim, também por conta do efeito do *shear lag*, evitou-se a adoção de mesas com larguras exageradas, adotando-se $b_c = 350$ mm e $h_c = 70$ mm, as quais se encontram representadas na Fig. 5.23. Encontram-se relacionadas na Tab. 5.1 as dimensões da alma de MLC, as quais estão representadas como variáveis na Fig. 5.23.

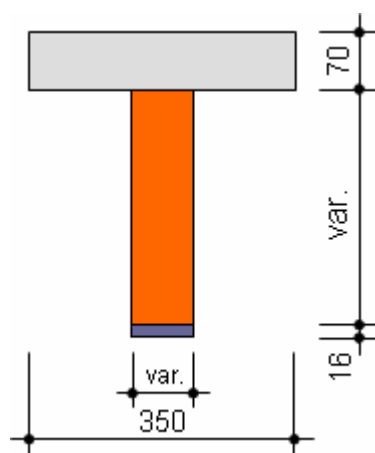


Figura 5.23 – Seção transversal das vigas mistas de MLC-concreto

Obtidas as dimensões da mesa de concreto armado, na fase seguinte foram confeccionadas as fôrmas, em chapas de compensado plastificado, as quais foram apoiadas diretamente sobre a superfície de um piso perfeitamente plano para evitar irregularidades nas superfícies concretadas. Por essa razão, as vigas foram concretadas com a mesa apoiada no piso, conforme ilustram as Fig. 5.24 e 5.25.

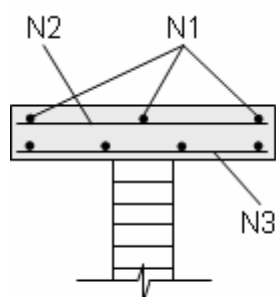


Figura 5.24 – Fôrmas das vigas mistas



Figura 5.25 – Concretagem das vigas mistas

Tendo em vista o possível desenvolvimento de momentos fletores negativos, durante as operações de içamento e transporte das vigas para os locais de ensaios, foram adicionadas as armaduras do tipo N1, indicadas na Fig. 5.26. Para a manutenção dessas armaduras nas posições previstas em projeto, foram instalados espaçadores de plástico e amarradas às barras designadas por N2. Já a armadura indicada por N3 foi obtida por meio de recorte de tela soldada, com malha de 10 x 10 cm, e mantida na posição de projeto por meio de caranguejos de aço CA60, com diâmetro de 4,2 mm, não indicados na Fig. 5.26.



Armadura	Tipo aço	Diâmetro (mm)	Comprimento (cm)
N1	CA50	6,3	536
N2	CA50	6,3	32
N3	CA60	4,2	32 x 536

A armadura N3 foi obtida a partir do recorte de tela soldada com malha 10x10 cm.

Figura 5.26 – Armação da mesa de concreto

As laterais e face superior das vigas de MLC, que poderiam entrar em contato com a água durante a concretagem das mesas, foram impermeabilizadas com resina poliuretana à base de óleo de mamona.

Antes da concretagem, as fôrmas foram inspecionadas, travadas e passaram por processo de limpeza. Em seguida, foram umedecidas até a saturação da madeira. É oportuno lembrar que o concreto utilizado nesta etapa foi do tipo usinado e sua caracterização foi apresentada na seção 3.2.2. Todos os cuidados possíveis foram tomados durante a fase de lançamento do concreto e o adensamento se deu por vibração mecânica. Realizou-se a concretagem em 14/01/2008. Embora as vigas concretadas fossem mantidas no interior do LaMEM, durante sete dias o concreto recebeu a água necessária ao processo de cura.

5.1.3.2 Método de ensaio

Decorrido o tempo necessário à cura do concreto, em 03/03/2008 tiveram início os ensaios das vigas mistas de MLC-concreto, observando-se as prescrições da ASTM D 198 (2005) e mantendo-se o esquema de ensaio indicado na Fig. 5.3.

Em um ciclo de carga e descarga, o carregamento foi aplicado de forma monotônica crescente, com velocidade média de 12,9 kN/min, até aproximadamente 40% da força prevista para a ruptura; no segundo ciclo, mantida as taxas de carregamento, as vigas foram, então, solicitadas até a ruptura.

Sob o pistão do atuador hidráulico, instalou-se uma célula de carga com capacidade para 500 kN. Para avaliar as deformações e a distribuição de tensões na seção transversal, localizada no centro da viga, foram instalados os extensômetros elétricos do tipo KFG-10-120-C1-11, com comprimentos de 10 mm nas partes de MLC e 20 mm na mesa de concreto armado, nas posições indicadas na Fig. 5.27 e 5.28. Posteriormente, esses dispositivos foram conectados ao sistema de aquisição de dados *System 5000* da *Vishy Measurements Groups*, possibilitando a visualização das deformações registradas durante os ensaios.

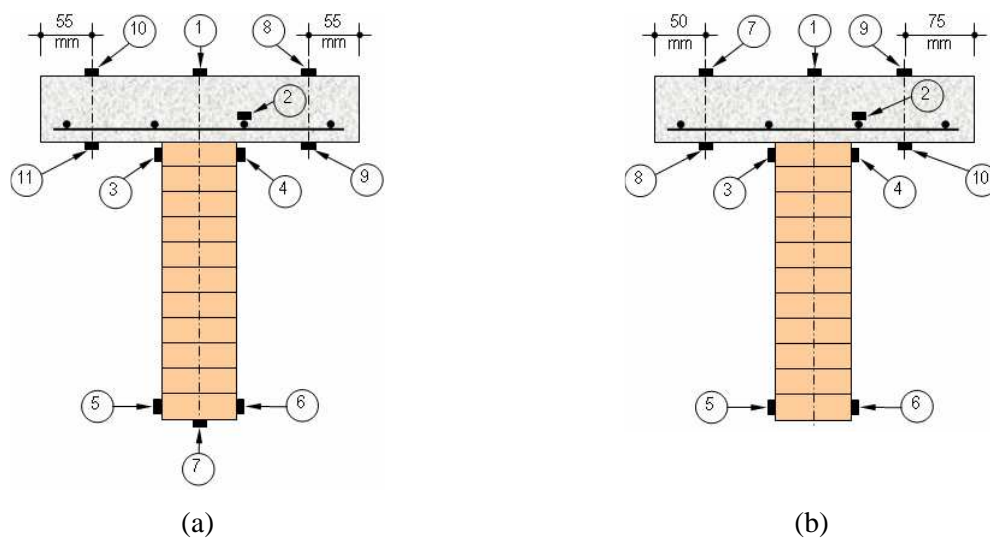


Figura 5.27 – Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal das vigas mistas sem reforço: (a) viga V1; (b) viga V2

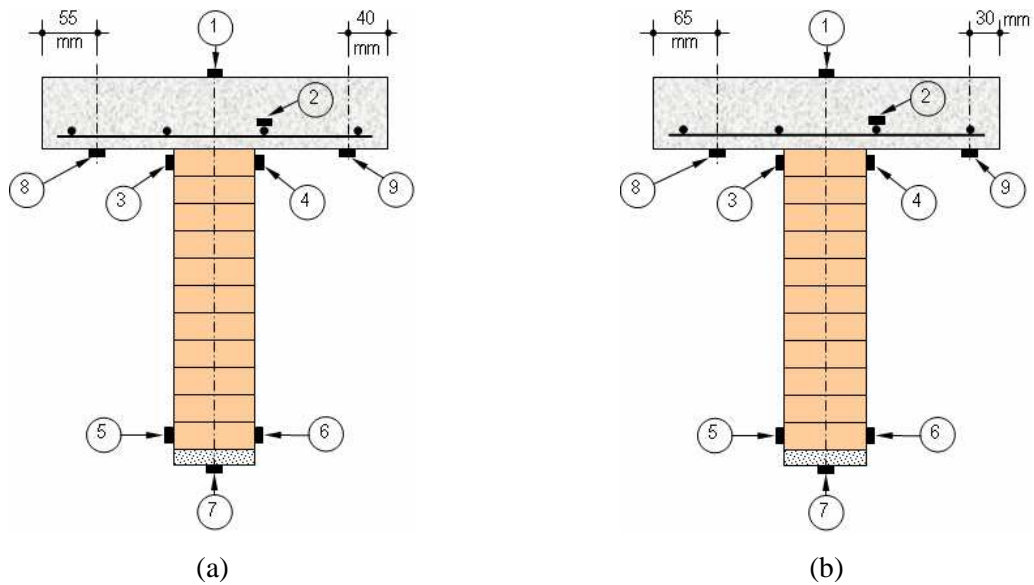


Figura 5.28 – Posicionamento dos extensômetros elétricos na seção transversal das vigas mistas com reforço: (a) viga V4; (b) viga V6

Relógios comparadores – com precisão de 0,001 mm – foram instalados nas faces anterior e posterior das vigas mistas, de forma a medir os deslizamentos relativos na interface MLC-concreto, conforme mostra a Fig. 5.29. Também na linha de centro dos apoios foram posicionados relógios comparadores, na face superior da mesa de concreto, com o propósito de verificar as elevações do eixo da viga durante os ensaios, os quais podem ser observados na Fig. 5.30.



Figura 5.29 – Relógio comparador na interface MLC-concreto



Figura 5.30 – Relógios comparadores posicionados no eixo do apoio

5.1.3.3 Resultados e discussões

Para a execução desses ensaios o sistema de aquisição de dados foi totalmente revisado, substituindo-se, inclusive, os cabos blindados de ligação dos extensômetros às placas de leitura. Isso se fez necessário pela constatação de irregularidades nas leituras dos extensômetros situados na face superior da mesa de concreto. Concluída essa revisão, constatou-se que uma minúscula fissura, localizada na linha de instalação dos extensômetros, provocava as perturbações nas leituras. Assim, se justificam os extensômetros adicionais instalados na face superior da mesa de concreto, representados na Fig. 5.27.

A Fig. 5.31 representa o comportamento das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço com fibras de vidro, válido para o segundo ciclo de carregamento dos ensaios de flexão estática. No nível de carregamento equivalente a 80 kN tem-se: (a) as flechas das vigas sem reforço (V1 e V2) apresentaram uma diferença de 3,8% entre si, enquanto que nas vigas com reforço (V4 e V6) foi registrado uma diferença de apenas 0,3% entre suas flechas; (b) o valor médio das flechas das vigas sem reforço foi 13,8% maior que a média das flechas das vigas reforçadas.

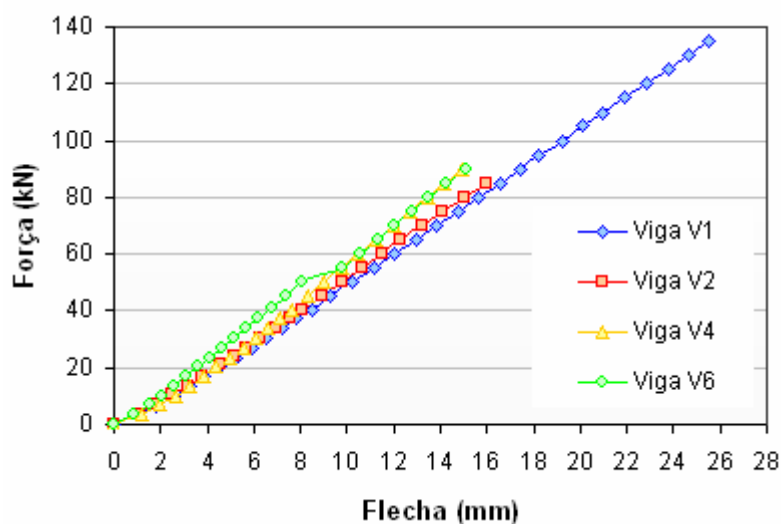


Figura 5.31 – Comportamento das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço de fibras de vidro, no segundo ciclo de carregamento dos ensaios de flexão

Encontram-se relacionadas, na Tab. 5.10, as posições de linha neutra, calculadas pelo Método da Seção Transformada, bem como as flechas teórica e experimental, válidas para o nível de força F . É oportuno esclarecer que as posições de linha neutra referem-se à seção transversal considerada sob efeito de composição total, ou seja, sem a consideração do deslizamento entre os materiais. As flechas teóricas também foram calculadas a partir da composição total da seção, além de não considerar o efeito do cortante. Em face das diferenças relacionadas na tabela, pode-se aferir a importância do sistema de conexão para o sistema misto.

Tabela 5.10 – Propriedades geométricas e elásticas das vigas mistas de MLC-concreto

Viga	Posição da linha neutra Y (mm)	F (kN)	Flecha experimental (mm)	Flecha teórica (*) (mm)	Diferença (%)
V1	107,6	40,6	8,5	5,0	70,0
V2	107,3	40,6	8,1	5,1	58,8
V4	123,5	40,5	7,4	4,5	64,4
V6	123,3	40,6	6,5	4,4	47,7

(*) Flechas teóricas calculadas sob o efeito da composição total da seção transversal e sem a consideração da contribuição do esforço cortante.

Por outro lado, a rigidez experimental e o comportamento na ruptura dessas vigas encontram-se relacionados na Tab. 5.11, em que a notação (6/7) indica que o cisalhamento ocorreu na lâmina de cola entre a 6ª e a 7ª lâminas, contando-se no sentido da lâmina inferior para a superior. No Apêndice G, estão mapeados os seus respectivos modos de ruptura.

Tabela 5.11 – Rigidez experimental e comportamento na ruptura das vigas mistas de MLC-concreto

Viga	$(EI)_{exp}$ (N.mm ²)	F_R (kN)	MOR (MPa)	Modo de ruptura
V1	1,063E+13	173,6	113,9	Ruptura por cisalhamento da lâmina de cola (6/7)
V2	1,119E+13	89,5	62,7	Ruptura por cisalhamento da lâmina de cola (8/9)
Média:	1,091E+13	131,6	88,3	
V4	1,180E+13	157,4	96,6	Ruptura por cisalhamento da lâmina de cola (7/8)
V6	1,333E+13	127,6	73,9	Ruptura por cisalhamento da lâmina de cola (8/9)
Média:	1,256E+13	142,5	85,3	

COMPLEMENTAÇÃO DA DESCRIÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA:

Viga V1 – A ruptura se deu por cisalhamento da lâmina de cola, ocorrendo na interface entre a 6^a e a 7^a lâminas e se propagando por toda a extensão da viga.

Viga V2 – A ruptura se deu por cisalhamento da lâmina de cola, ocorrendo entre a 8^a e a 9^a lâminas; iniciou-se na região do apoio esquerdo e propagou-se até aproximadamente a metade do comprimento da viga.

Viga V4 – A ruptura se deu por cisalhamento da lâmina de cola, ocorrendo entre a 7^a e 8^a lâminas; iniciou-se na região do apoio esquerdo e propagou-se por aproximadamente 2/3 do comprimento da viga.

Viga V6 – A ruptura se deu por cisalhamento da lâmina de cola, ocorrendo entre a 8^a e 9^a lâminas; iniciou-se na região do apoio esquerdo e propagou-se até um pouco além da metade do comprimento da viga.

As deformações registradas nos extensômetros, posicionados conforme Fig. 5.27 e 5.28, durante o segundo carregamento dos ensaios de flexão estática, encontram-se ilustradas nas Fig. 5.32 a 5.35, exceto daqueles que apresentaram leituras incoerentes.

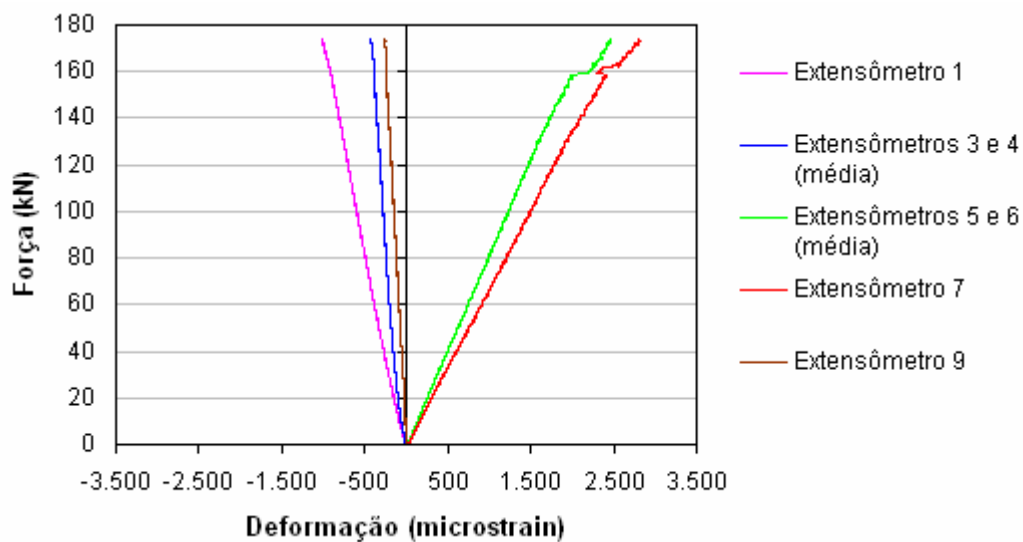


Figura 5.32 – Deformações registradas no ensaio da viga V1

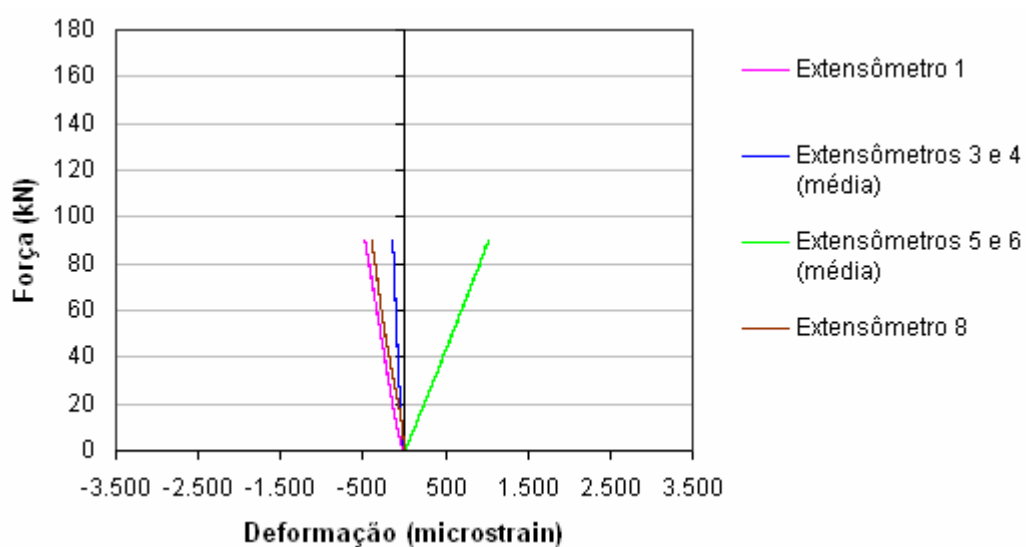


Figura 5.33 – Deformações registradas no ensaio da viga V2

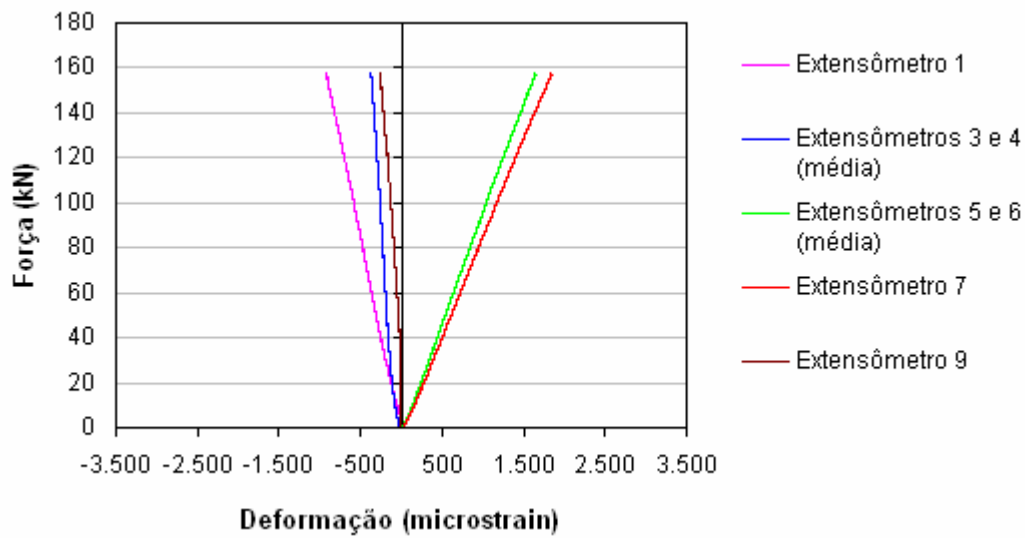


Figura 5.34 – Deformações registradas no ensaio da viga V4

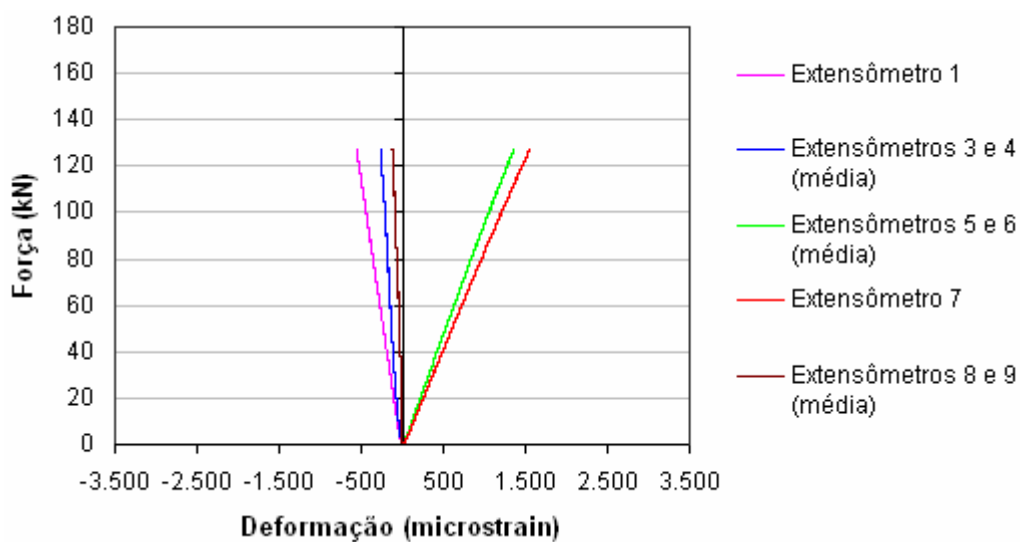


Figura 5.35 – Deformações registradas no ensaio da viga V6

5.1.3.4 Análises referentes às vigas V1 e V2

A partir das leituras dos deslizamentos registrados na interface madeira-concreto, ao longo dos ciclos de carregamento, foi possível construir os gráficos mostrados nas Fig. 5.36(a) e (b), válidos para as vigas V1 e V2, respectivamente.

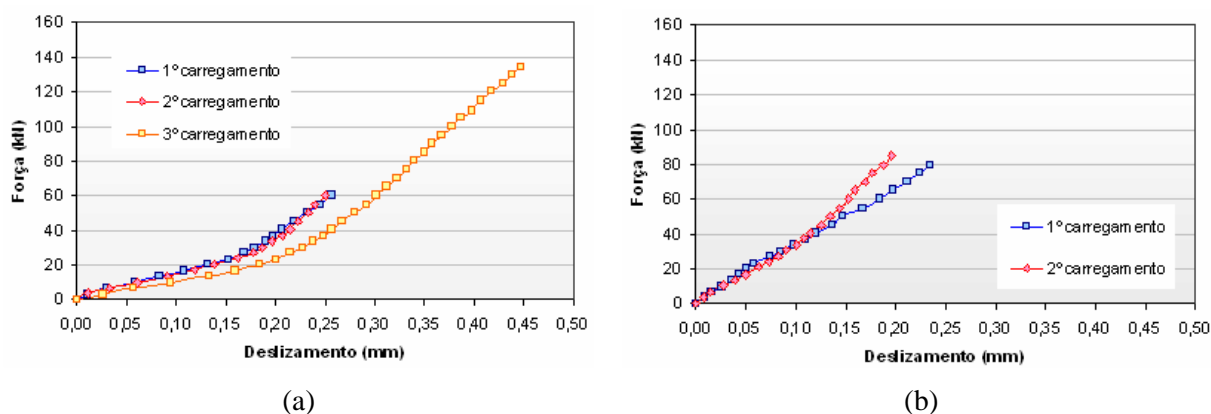


Figura 5.36 – Deslizamento na interface MLC-concreto: (a) Viga V1; (b) Viga V2

A viga V1 foi submetida a dois ciclos completos de carregamento e descarregamento; no terceiro ciclo a viga foi carregada até a ruptura. Por outro lado, a viga V2 foi submetida a um carregamento inicial e, no segundo ciclo, rompeu-se bruscamente ao atingir a flecha aproximada de $L/300$. Essa viga já havia apresentado sinais de problemas, possivelmente de colagem das lâminas da MLC, quando foi ensaiada para a determinação do MOE.

Um dos benefícios da associação entre a madeira e o concreto, identificado na revisão bibliográfica, é o aumento da resistência e da rigidez do produto resultante. Assim, foi estabelecido um comparativo entre o desempenho à flexão médio das vigas V3 e V5 – antes da aplicação do reforço com fibras de vidro – e das vigas mistas V1 e V2, conforme se mostra na Fig. 5.37, considerando o nível de carregamento de 40,6 kN. Na Tab. 5.12 encontram-se relacionadas as flechas dessas vigas, para esse mesmo nível de carregamento.

Tabela 5.12 – Comparativo entre as flechas das vigas mistas V1 e V2 e das vigas V3 e V5 sem reforço, no nível de força de 40,6 kN

Viga	Flecha (mm)	Comparação com viga V2 (%)
V1	8,5	4,9
V2	8,1	–
V3 – sem reforço	19,8	144,4
V5 – sem reforço	19,6	142,0

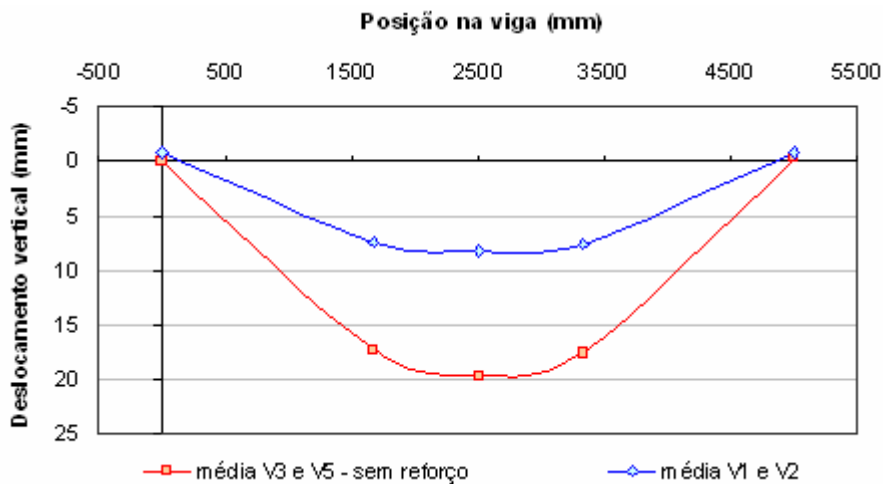


Figura 5.37 – Desempenho à flexão das vigas mistas V1 e V2 e das vigas V3 e V5 sem reforço, considerando o nível de força de 40,6 kN

Pelo Método da Seção Transformada foram obtidas as rigidezes das vigas mistas V1 e V2 sob o efeito da composição total da seção transversal, para, então, compará-las com as rigidezes experimentais observadas no nível de carregamento de 40,6 kN. Os resultados obtidos encontram-se transcritos na Tab. 5.13. É marcante a redução da rigidez, de aproximadamente 40%, quando se comparam as rigidezes sob a condição de composição total da seção transversal e de composição parcial, esta obtida experimentalmente.

Tabela 5.13 – Rigidezes das vigas mistas V1 e V2

Viga	Rigidez total (EI) _t (N.mm ²)	Rigidez experimental (EI) _{exp} (N.mm ²)	$\frac{(EI)_{exp}}{(EI)_t}$
V1	1,8043E+13	1,0631E+13	0,59
V2	1,7857E+13	1,1185E+13	0,63

Com base nas leituras dos extensômetros elétricos, foi possível construir o perfil de distribuição de deformações na seção transversal central de ambas as vigas, para três níveis de carregamento, sendo o último referente à força de ruptura, conforme mostram as Fig. 5.38 e 5.39.

Também na Fig. 5.38 é possível se observar, na representação relativa ao último nível de carregamento, o segmento pontilhado que representa a continuidade da linha de deformações proveniente da parte de MLC, já que não houve sinais evidentes de deslizamento entre a MLC e o reforço com fibras de vidro.

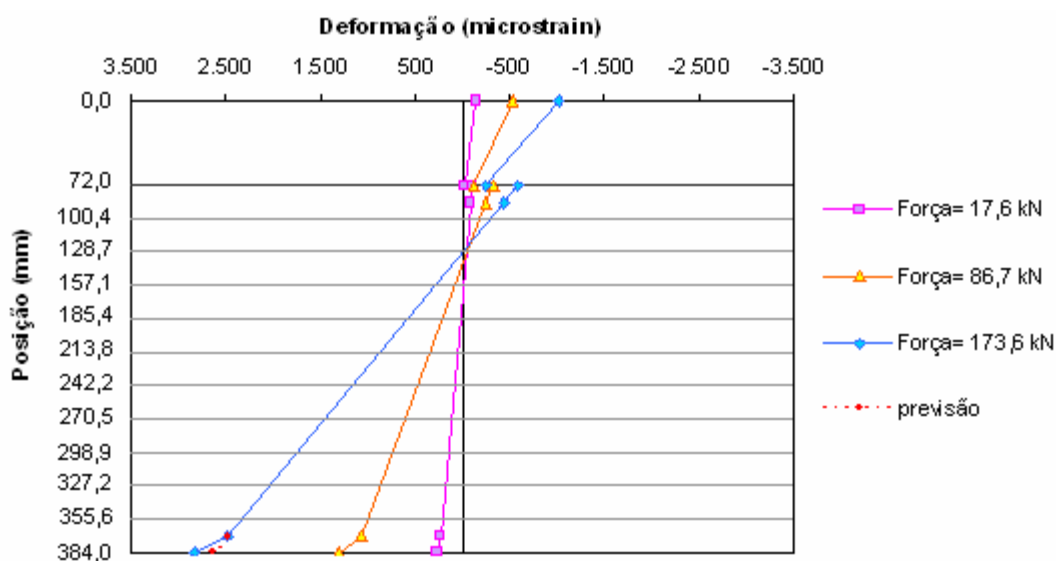


Figura 5.38 – Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V1, para três níveis de carregamento

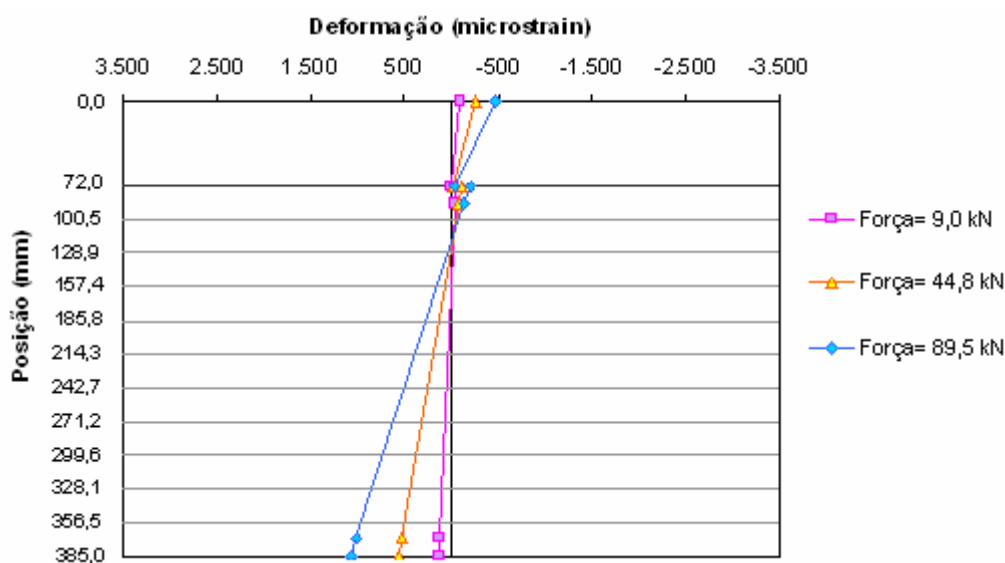


Figura 5.39 – Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V2, para três níveis de carregamento

Percebe-se, pela análise dessas figuras, que a linha neutra que passa pela MLC movimentou-se ligeiramente em relação à face superior das vigas mistas. No último nível de carregamento, essas posições corresponderam a 128,9 mm para a viga V1 e 120,8 mm para a viga V2, contados a partir da face superior da viga, conforme Fig. 5.7. Essas posições de linha neutra são maiores do que as indicadas na Tab. 5.10, pois aquelas consideravam o efeito da composição total da seção transversal.

A partir da distribuição das deformações na seção transversal foi igualmente possível a construção dos diagramas de distribuição de tensões, válido para a seção transversal central das vigas mistas V1 e V2, optando-se pela construção do diagrama de tensões somente para o último nível de carregamento, conforme mostram as Fig. 5.40 e 5.41, respectivamente. Para o cálculo das tensões foram adotados os módulos de elasticidade de cada lâmina, conforme se apresenta na composição das vigas de MLC no Apêndice E, bem como o módulo de elasticidade do concreto relacionado na Tab. 3.7. As diversas camadas da MLC, bem como a mesa de concreto armado, encontram-se indicadas nessas figuras, admitindo-se tensões constantes ao longo da altura de cada camada e equivalente às tensões médias nas respectivas lâminas.

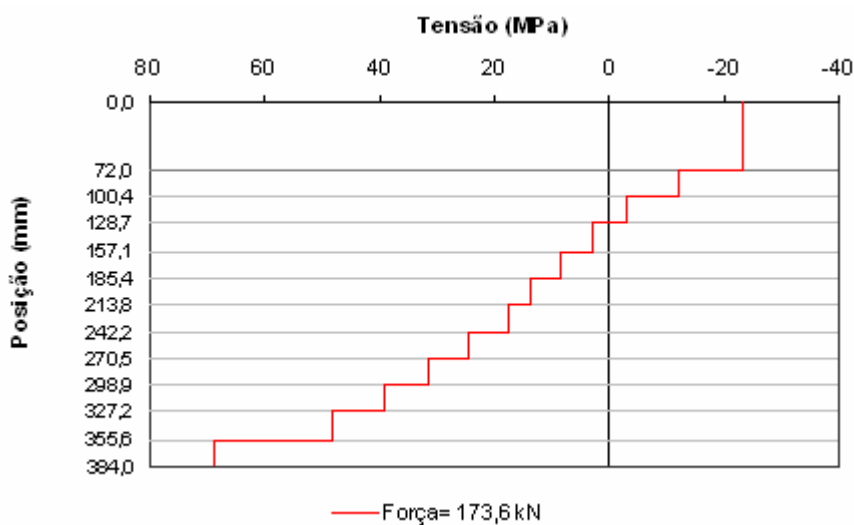


Figura 5.40 – Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V1, considerando aplicada a força de 173,6 kN (ruptura)

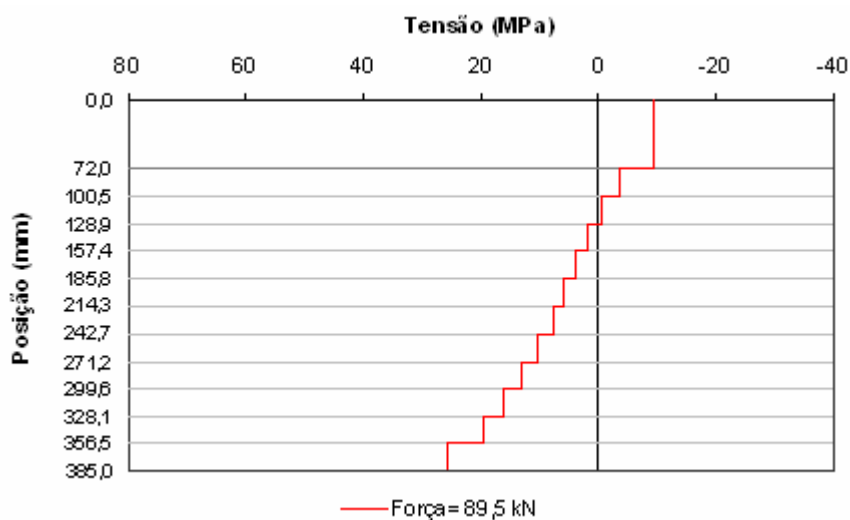


Figura 5.41 – Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V2, considerando aplicada a força de 89,5 kN (ruptura)

Determinadas as distribuições de tensões, o cálculo do momento resistente na seção transversal de cada viga mista se tornou possível. Assim, na Tab. 5.14 se apresentam os momentos resistentes e, para efeito de comparação, também os momentos fletores máximos aplicados nas vigas. O fenômeno do *shear lag* é uma das explicações para as diferenças constatadas entre o momento fletor aplicado e o momento resistente calculado, já que as tensões foram consideradas constantes por toda a seção transversal da camada de concreto.

Tabela 5.14 – Momento fletor aplicado e momento resistente – vigas mistas V1 e V2

Viga	Momento fletor máximo aplicado (kN.m) [1]	Momento resistente (kN.m) [2]	$\frac{[1]}{[2]}$
V1	144,69	160,58	0,90
V2	65,32	74,58	0,88

5.1.3.5 Análises referentes às vigas V4 e V6

Com base nas leituras dos deslizamentos registrados na interface madeira-concreto, ao longo dos ciclos de carregamento, foi possível construir os gráficos mostrados nas Fig. 5.42(a) e (b), válidos para as vigas V4 e V6, respectivamente.

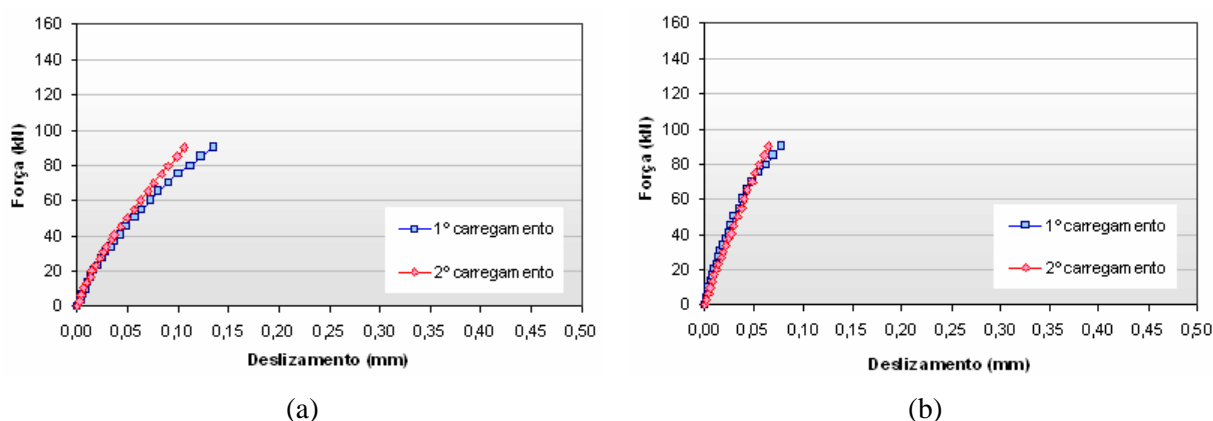


Figura 5.42 – Deslizamento na interface MLC-concreto: (a) Viga V4; (b) Viga V6

Ambas as vigas foram submetidas a um ciclo inicial de carga e descarga; no segundo ciclo foram carregadas até a ruptura, sendo os relógios comparadores retirados por volta de 90 kN para preservar a integridade dos equipamentos. Nenhuma anormalidade foi registrada durante os ensaios dessas vigas.

Na Fig. 5.43 foi estabelecido um comparativo entre o desempenho médio à flexão das vigas V3 e V5 – com e sem o reforço com fibras de vidro – e das vigas mistas V1, V2, V4 e V6, considerando o nível de carregamento de 40,6 kN. Na Tab. 5.15 estão relacionadas as flechas médias dessas vigas, para esse nível de carregamento.

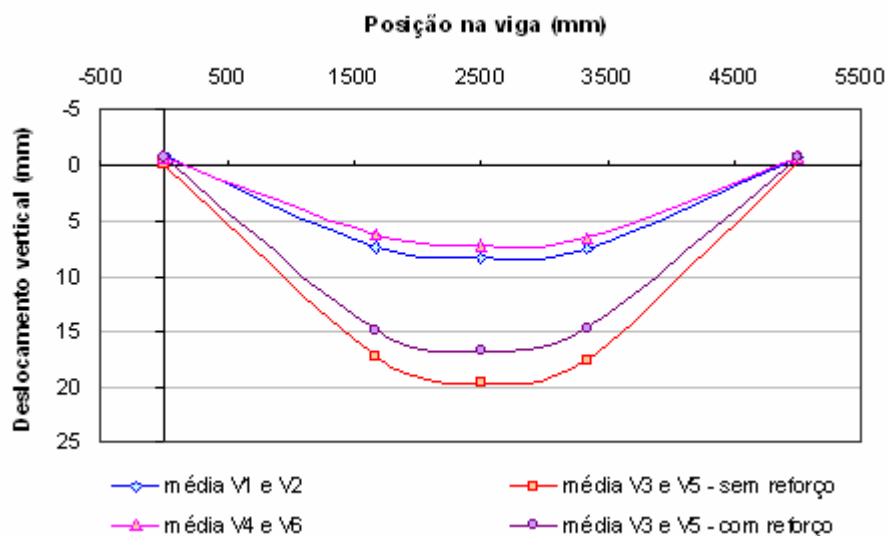


Figura 5.43 – Desempenho à flexão das vigas mistas V1, V2, V4 e V6 e das vigas V3 e V5, com e sem reforço, considerando o nível de força de 40,6 kN

Tabela 5.15 – Comparativo entre as flechas médias das vigas confeccionadas, no nível de carregamento de 40,6 kN

Viga	Flecha média (mm)	Comparação com a média da V4 e V6 (%)
Vigas V1 e V2	8,3	15,3
Vigas V4 e V6	7,2	---
Vigas V3 e V5 – sem reforço	19,7	173,6
Vigas V3 e V5 – com reforço	16,8	133,3

Pelo Método da Seção Transformada foram obtidas as rigidezes das vigas mistas V4 e V6, sob o efeito de composição total da seção transversal, e comparadas com as rigidezes experimentais observadas no nível de carregamento de 40,6 kN, sendo os resultados transcritos para a Tab. 5.16. A exemplo do que foi registrado para as vigas V1 e V2, a redução da rigidez experimental se manteve no mesmo nível, ou seja, de aproximadamente 40%. Na Tab. 5.17 se apresenta um resumo das rigidezes experimentais verificadas em cada etapa da pesquisa, tomando-se como base a média das rigidezes experimentais das vigas V7 e V8 para estabelecer as respectivas comparações.

Tabela 5.16 – Rigidezes das vigas mistas V4 e V6

Viga	Rigidez total (EI) _t (N.mm ²)	Rigidez experimental (EI) _{exp} (N.mm ²)	$\frac{(EI)_{exp}}{(EI)_t}$
V4	2,1118E+13	1,1796E+13	0,56
V6	2,1338E+13	1,3330E+13	0,62

Tabela 5.17 – Resumo das rigidezes experimentais das vigas

Vigas	Rigidez experimental média (EI) _{exp,m} (N.mm ²)	Diferença (%)
V7 e V8	4,3323E+12	---
V3 e V5	5,3720E+12	24,0
V1 e V2	1,0908E+13	151,8
V4 e V6	1,2563E+13	190,0

Com base nas leituras da célula de carga e dos extensômetros elétricos instalados, foi possível construir o perfil de distribuição de deformações na seção transversal central de ambas as vigas, para três níveis de carregamento, sendo o último referente à força de ruptura, conforme mostram as Fig. 5.44 e 5.45. Observa-se, em ambas as vigas, que não houve a descontinuidade registrada anteriormente entre o reforço com fibras de vidro e a MLC.

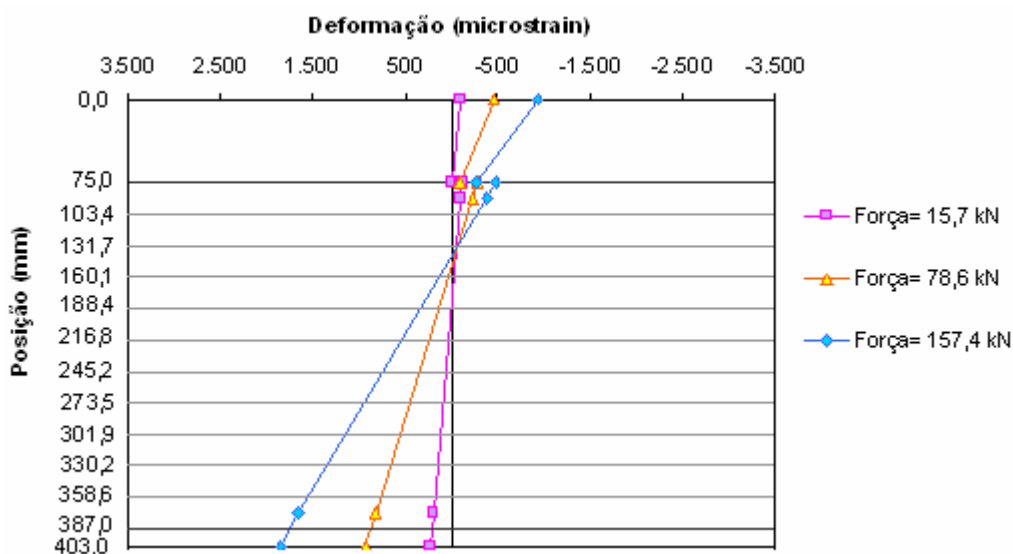


Figura 5.44 – Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V4, para três níveis de carregamento

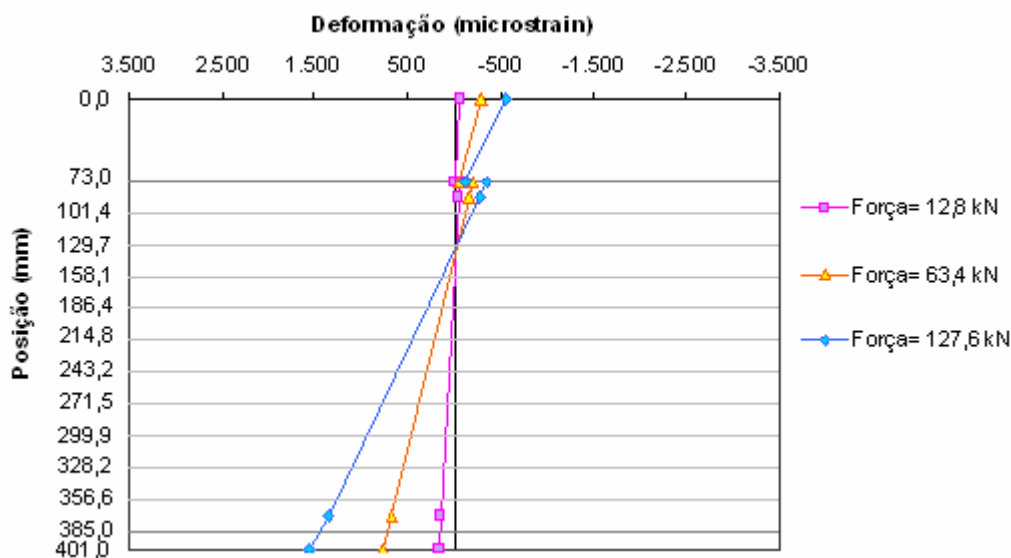


Figura 5.45 – Distribuição das deformações na seção transversal central da viga V6, para três níveis de carregamento

No decorrer dos ensaios, a linha neutra movimentou-se ligeiramente em relação à face superior das vigas mistas. No último nível de carregamento, essas posições corresponderam a 141,4 mm para a viga V4 e 133,7 mm para a viga V6, contados a partir da face superior da viga. Essas posições de linha neutra são maiores do que as indicadas na Tab. 5.10, pois aquelas consideravam o efeito da composição total da seção transversal.

A partir da distribuição das deformações na seção transversal foi igualmente possível a construção dos diagramas de distribuição de tensões, válidos para a seção transversal central das vigas mistas V4 e V6, no último nível de carregamento, conforme mostram as Fig. 5.46 e 5.47, respectivamente. Para o cálculo das tensões foram adotados os módulos de elasticidade de cada lâmina, conforme se apresenta na composição das vigas de MLC no Apêndice E, bem como os módulos de elasticidade do concreto e das fibras vidro, relacionados nas Tab. 3.7 e 3.8, respectivamente.

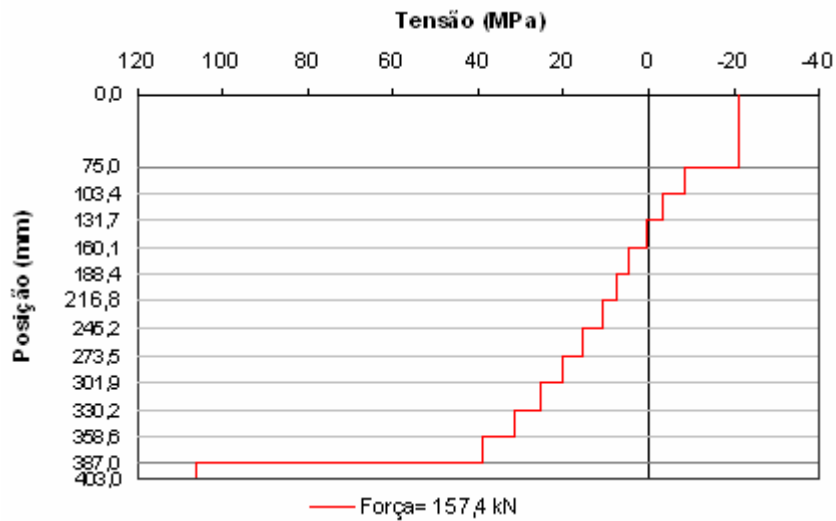


Figura 5.46 – Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V4, considerando aplicada a força de 157,4 kN (ruptura)

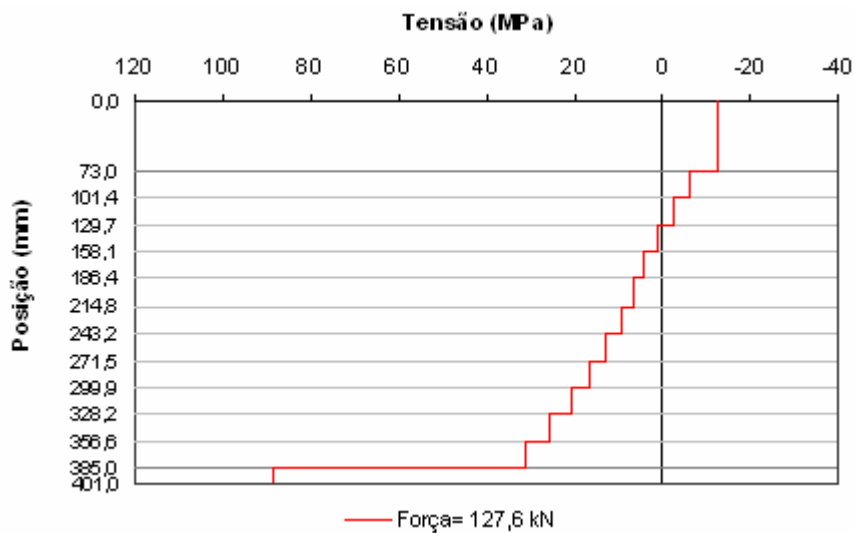


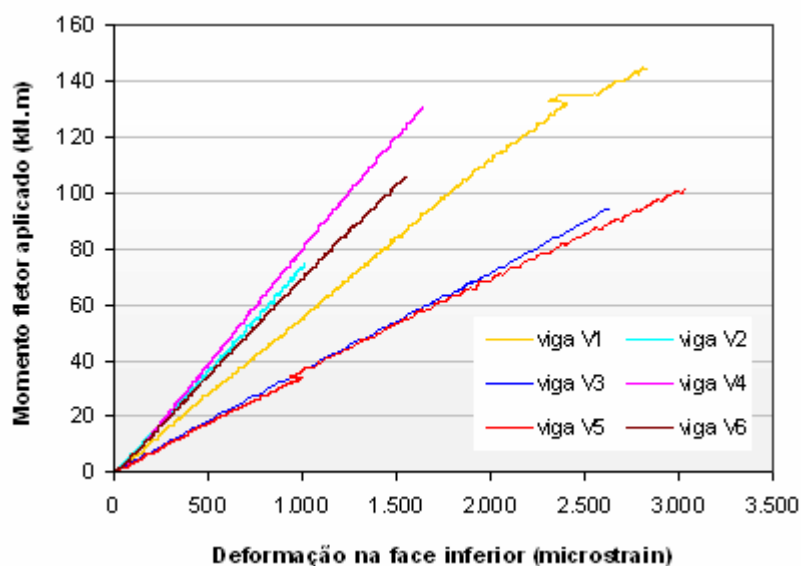
Figura 5.47 – Distribuição das tensões na seção transversal central da viga V6, considerando aplicada a força de 127,6 kN (ruptura)

Baseando-se nas distribuições de tensões, foi possível calcular os momentos resistentes pela seção transversal de cada viga mista. Deste modo, na Tab. 5.18 se apresentam os momentos resistentes e, para efeito de comparação, também os momentos fletores máximos aplicados nas vigas.

Tabela 5.18 – Momento fletor aplicado e momento resistente – vigas mistas V4 e V6

Viga	Momento fletor máximo aplicado (kN.m) [1]	Momento resistente (kN.m) [2]	$\frac{[1]}{[2]}$
V4	131,13	140,72	0,93
V6	106,35	103,45	1,03

Na Fig. 5.48 são mostradas as relações entre os momentos fletores aplicados nas vigas, no último ciclo de carregamento até a ruptura, e as deformações verificadas nas suas faces inferiores.

**Figura 5.48** – Relação entre os momentos fletores aplicados e as deformações nas faces inferiores das vigas mistas V1, V2, V4 e V6 e das vigas V3 e V5

Esse gráfico evidencia que a presença do reforço com fibras de vidro tornou o comportamento das vigas V3 e V5 muito semelhante. O mesmo se pode dizer das vigas V4 e V6. Portanto, essa constatação se transforma em uma vantagem, pois a diminuição da dispersão dos resultados aumenta a confiabilidade, podendo se refletir em redução nos coeficientes de segurança.

Uma das vantagens da adição do reforço com fibras sintéticas, enfatizada em Davids (2001), é a redução no consumo de lâminas de madeira de excepcional qualidade, as quais devem ser posicionadas especialmente na face tracionada das vigas de MLC. Ao comparar os gráficos de distribuição de tensões na seção transversal central das vigas V4 e V6 – Fig. 5.46 e 5.47 – com a distribuição válida para a viga V1 – Fig. 5.40, comprova-se essa afirmação.

5.2 Simulações numéricas

Em continuidade ao programa de avaliação numérica, nesta seção são descritos os procedimentos, critérios e programa computacional utilizado para as avaliações numéricas das vigas mistas com e sem reforços com fibras de vidro. São apresentadas as justificativas para a escolha do programa computacional empregado e indicados os parâmetros e as considerações assumidas nas análises dos modelos.

Com os resultados das modelagens efetuadas foi possível avaliar a rigidez à flexão das vigas mistas, bem como a distribuição e o nível de tensões nas regiões de interesse para o projeto desses sistemas.

5.2.1 Considerações preliminares

Para as simulações numéricas das vigas mistas de MLC-concreto foram construídos dois modelos tridimensionais. O primeiro deles – denominado VM – representa uma das vigas mistas que não receberam reforços com fibras de vidro e foi calibrado a partir dos dados referentes ao comportamento experimental da viga V1; o segundo modelo – designado por VMR – representa uma das vigas mistas reforçadas com fibras de vidro, tendo sua calibração realizada a partir dos dados referentes ao comportamento experimental da viga V4.

Ambas as vigas – VM e VMR – foram bi-apoiadas, com vãos $L= 5$ m e submetidas à flexão a partir da aplicação das forças $F/2$ aplicadas nos terços do vão, conforme o arranjo ilustrado na Fig. 5.49. Esse tipo de flexão, recomendado pela ASTM D 198-05a (2005) para a avaliação das peças com dimensões estruturais sujeitas a carregamento estático, apresenta a vantagem de oferecer flexão pura no terço central da viga, além de facilitar a fixação dos instrumentos de medição nessa região. Completando as características geométricas dessas vigas, na Fig. 5.50 se apresentam as dimensões das seções transversais correspondentes.

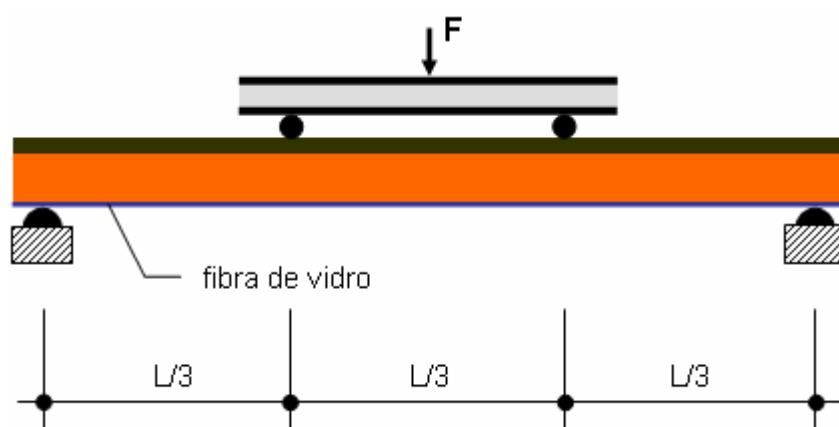


Figura 5.49 – Esquema de ensaio das vigas mistas

Buscou-se, ao se estabelecer as dimensões dos modelos numéricos, a maior equiparação possível com a geometria e dimensões dos corpos-de-prova avaliados experimentalmente. Isso justifica as diferenças nas alturas das mesas de concreto, indicadas na Fig. 5.50, em relação ao proposto na Fig. 5.23.

Quanto à composição da viga mista VMR, é oportuno um esclarecimento acerca da ausência da lâmina de madeira abaixo do reforço com fibras de vidro. Conforme evidenciado em Fiorelli (2005), a lâmina inferior – necessária para efeito de proteção do reforço – se rompe com antecedência em relação às lâminas situadas acima do reforço, caracterizando

duas rupturas. Com o intuito de evitar esse tipo de ocorrência, optou-se pela não adoção dessa lâmina nas avaliações experimentais e numéricas realizadas nesta pesquisa.

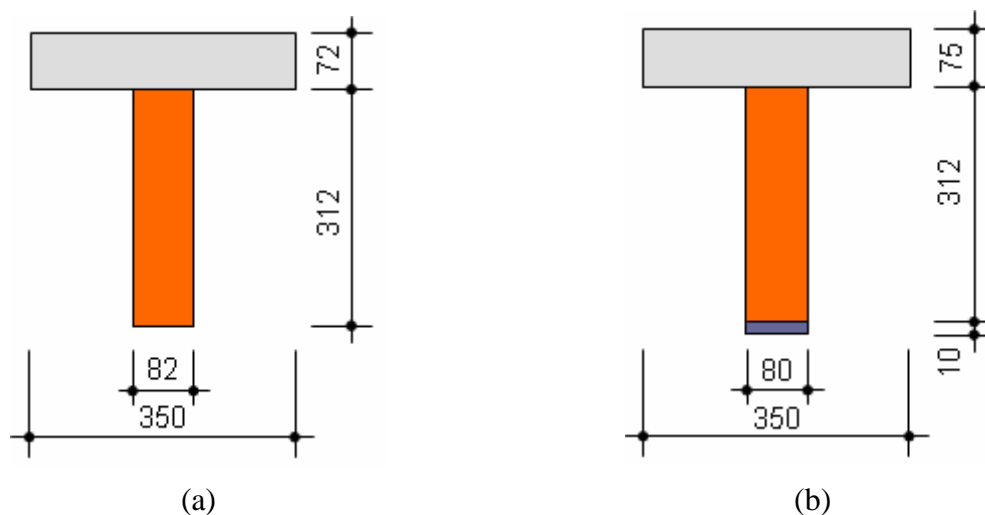


Figura 5.50 – Seções transversais das vigas mistas: (a) sem reforço – VM e (b) com reforço – VMR. (dimensões em milímetros)

5.2.2 Simulador numérico SAP2000

Mesmo considerando a dupla simetria oferecida pelas vigas mistas de MLC-concreto, a utilização do programa ANSYS nessas simulações implicaria em um custo computacional exagerado, devido ao grande comprimento das peças em questão. Assim, para levar a cabo as simulações numéricas dessas vigas, optou-se pela utilização do programa computacional SAP2000, versão 10.0.7, que é marca registrada da *Computers and Structures, Inc.* e é também baseado no Método dos Elementos Finitos.

Para tanto, foram utilizados elementos finitos sólidos, diferentemente do que foi apresentado em Moreira (2001) e Soriano (2001), que discretizaram a mesa e a alma de vigas mistas de madeira-concreto utilizando elementos SHELL retangulares de quatro nós e os conectores metálicos foram discretizados por meio do elemento FRAME.

De acordo com a publicação CSI [...] (2005) o elemento finito sólido possui oito nós, dispostos como indica a Fig. 5.51, e é baseado em uma formulação isoparamétrica que inclui nove modos opcionais de flexão. Esses modos de flexão, uma vez selecionados, melhoram significativamente o comportamento à flexão do elemento finito sólido, se o elemento tem geometria retangular.

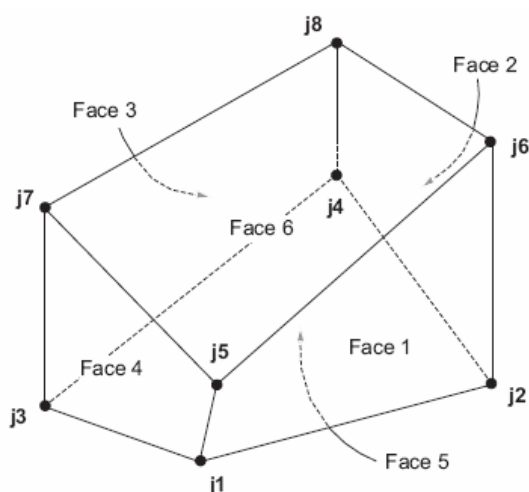


Figura 5.51 – Caracterização do elemento finito tridimensional. Fonte: CSI [...] (2005)

Cada elemento finito sólido tem o seu próprio sistema de coordenadas, o que permite definir particularidades nas propriedades dos materiais e forças aplicadas. Da mesma maneira, permite a interpretação dos dados de saída do programa. Com base no exposto, o programa admite a entrada de propriedades anisotrópicas para os materiais.

Pode-se estimar o erro no cálculo das tensões a partir da diferença entre os valores determinados para os diferentes elementos que estão ligados a um nó em comum. Grandes diferenças entre esses valores indicam a necessidade de um maior refinamento da malha adotada.

Ao estabelecer as malhas e, por conseguinte, as posições dos nós, as seguintes condições devem ser satisfeitas de acordo com a publicação CSI [...] (2005):

- Os ângulos internos formados entre as faces do elemento finito, em cada nó, devem ser menores que 180° . No entanto, melhores resultados são obtidos quando os ângulos internos estão próximos de 90° ou situando-se, pelo menos, no intervalo entre 45° e 135° .
- A razão entre a maior e a menor dimensão do elemento finito deve ser menor que quatro; melhores resultados são obtidos quando esse quociente aproxima-se da unidade.

Para efeito de comparações, o manual do SAP2000 admite como aceitáveis os valores calculados pelo programa se a diferença entre esses e os resultados obtidos experimentalmente não exceder 25%. Particularmente no caso de deslocamentos, são considerados aceitáveis os valores obtidos pelo SAP2000 se a diferença entre esses e os valores obtidos pelas teorias convencionais não exceder 5% .

5.2.3 Simulação das vigas mistas de MLC-concreto

5.2.3.1 Discretização dos modelos

Tendo em vista o atendimento às recomendações contidas no manual do SAP2000, foram construídas as malhas para análise das vigas VM e VMR. Por demonstrarem estreita similaridade, com exceção do reforço inferior com fibras de vidro, optou-se por apresentar unicamente a discretização do modelo VMR, conforme Fig. 5.52. Nessa figura também está localizado o sistema de coordenadas global.

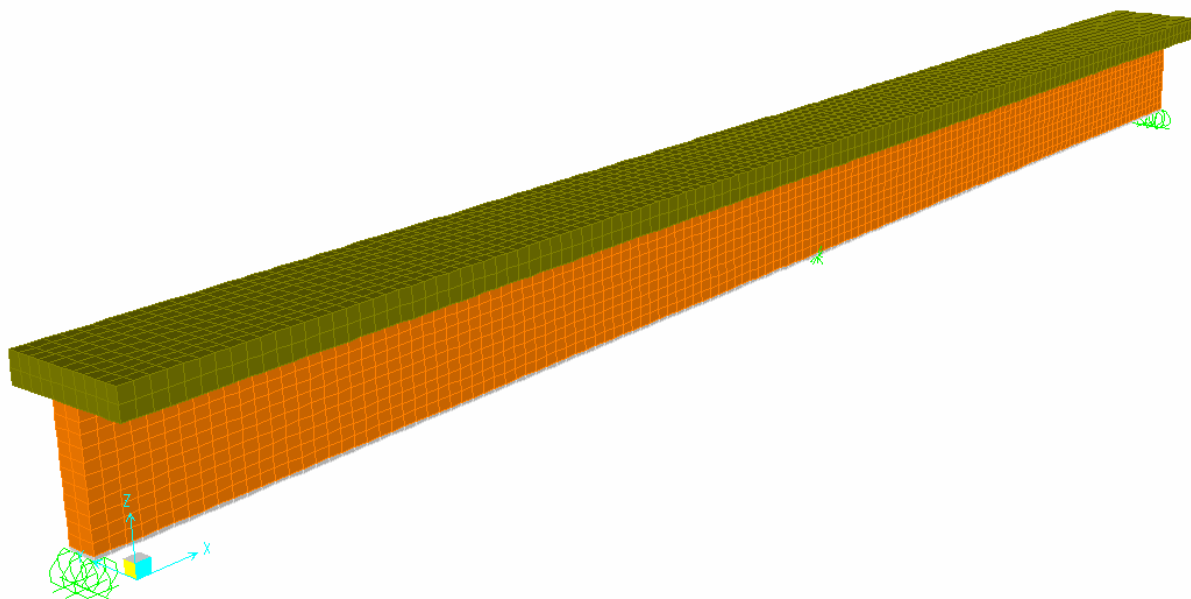


Figura 5.52 – Discretização do modelo VMR

Deste modo, a menor dimensão adotada para os elementos finitos que compõem a malha da VMR foi 10 mm, o que equivale à espessura do reforço com fibras. Por outro lado, nenhum dos elementos apresentou comprimento ou largura superior a 40 mm. Na Tab. 5.19 se apresenta o número de elementos finitos de cada um dos modelos.

Tabela 5.19 – Características dos modelos VM e VMR

Modelo	Número de elementos finitos
VM	5.628
VMR	5.896

Uma questão que surgiu nessa fase foi quanto aos benefícios de uma maior discretização dos modelos. Utilizando-se um microcomputador com processador AMD Turion 64 *Mobile Technology*, frequência de 2.0 GHz, que é marca registrada da *Advanced Micro Devices, Inc.*, com memória física (RAM) de 512 MB, o tempo de processamento do modelo foi de 2 minutos, considerando a realização de vinte iterações na aplicação

incremental da força. Um tempo muito pequeno, sem dúvida, o que credenciava a uma maior discretização. No entanto, na fase de calibração dos resultados notou-se que o aumento do número de elementos finitos não resultou em ajustes que justificassem uma maior discretização.

5.2.3.2 Propriedades admitidas para os materiais

Embora versátil, o SAP2000 apresenta algumas limitações e, dentre elas, desponta a impossibilidade de consideração da não-linearidade física. Assim, para a caracterização dos materiais se exige uma menor quantidade de informações, as quais foram obtidas experimentalmente ou por consultas a publicações correlatas, como abaixo se expõe.

A – Concreto

Na confecção das vigas mistas de MLC-concreto utilizou-se concreto usinado, do qual foram moldados os corpos-de-prova para obtenção de suas propriedades mecânicas. Como os corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores e as vigas mistas foram produzidos em épocas distintas, esse material precisou ser ensaiado nas duas ocasiões, e, dessa forma, justificam-se as diferenças nas propriedades apresentadas.

No ambiente de informação das propriedades do material, no SAP2000, admitiu-se que o concreto é isotrópico, com as propriedades constantes na Tab. 5.20. Em Pinheiro et al. (2004) indica-se o valor do coeficiente de Poisson adotado. Por outro lado, o peso próprio do material foi desprezado para não interferir nos resultados calculados; para as demais propriedades foram conservados os valores (*default*) sugeridos pelo programa.

Tabela 5.20 – Propriedades elásticas do concreto

Parâmetro	Valor
Módulo de elasticidade médio, E_m	3.644 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson, ν	0,2

B – Madeira

Na caracterização do material no ambiente do SAP2000 considerou-se a madeira com comportamento ortotrópico, com as propriedades constantes na Tab. 5.21. Neste caso, também pelos motivos anteriormente expostos, se desprezou o peso próprio do material.

É oportuno esclarecer que, durante as simulações, foi possível a avaliação de duas alternativas: (a) a entrada do módulo de elasticidade longitudinal, E_x , de cada lâmina que compõe a peça de MLC; (b) a entrada do valor médio do módulo de elasticidade à flexão, E_M , válido para todas as lâminas. Esses parâmetros foram obtidos por meio de ensaios, realizados conforme o Anexo B da NBR 7190 (1997), e as relações entre as propriedades elásticas do material foram determinadas conforme as recomendações desse mesmo documento normativo.

Não obstante o módulo de elasticidade à flexão das lâminas tenha sido originado a partir de corpos-de-prova extraídos das vigas de MLC, os mesmos encontravam-se isentos de defeitos e as lâminas não continham nenhuma emenda. Assim, para considerar os prováveis defeitos, bem como o efeito de volume, o módulo de elasticidade longitudinal, E_x , foi calibrado pela aplicação de um redutor equivalente a 10% sobre o valor do módulo de elasticidade obtido experimentalmente, ou seja, $E_M = 1.912 \text{ kN/cm}^2$, resultando nos valores apresentados na Tab. 5.21.

Tabela 5.21 – Propriedades elásticas da madeira

Propriedades elásticas	Valor
Módulo de elasticidade na direção longitudinal, E_x	1.721 kN/cm ²
Módulo de elasticidade na direção tangencial, E_y	86 kN/cm ²
Módulo de elasticidade na direção radial, E_z	86 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson no plano xy, ν_{xy}	0,013
Coefficiente de Poisson no plano yz, ν_{yz}	0,013
Coefficiente de Poisson no plano xz, ν_{xz}	0,23
Módulo de elasticidade transversal no plano xy, G_{xy}	86 kN/cm ²
Módulo de elasticidade transversal no plano yz, G_{yz}	86 kN/cm ²
Módulo de elasticidade transversal no plano xz, G_{xz}	86 kN/cm ²

C – Fibras de vidro (GFRP)

A partir dos corpos-de-prova – produzidos segundo as prescrições da ASTM D 3039/D 3039M (2006) – obteve-se, em ensaios de tração, um valor médio para o módulo de elasticidade longitudinal $E = 59.463$ MPa. No entanto, em Correia et al. (2008) relata-se a realização de ensaios para a caracterização de perfis pultrudidos de fibra de vidro (GFRP), obtidos a partir de fibras embebidas em resina de poliéster isoftálico, encontrando-se os valores das propriedades assinaladas com asterisco na Tab. 5.22.

Assim, na etapa de caracterização do material no ambiente do SAP2000, as fibras de vidro foram consideradas com comportamento ortotrópico, com os módulos de elasticidade E_x , E_y e E_z indicados na Tab. 5.22. Para a determinação de E_y e E_z aplicou-se um redutor de 20% sobre o valor de E_x , o qual foi obtido por meio das calibrações do modelo numérico. Os valores do módulo de elasticidade transversal, G , e do coeficiente de Poisson foram adotados com base no trabalho publicado em Correia et al. (2008). Seu peso próprio também foi desprezado, pelos motivos anteriormente expostos.

Tabela 5.22 – Propriedades elásticas das fibras de vidro

Parâmetro	Valor
Módulo de elasticidade longitudinal, E_x	5.946 kN/cm ²
Módulo de elasticidade na direção y, E_y	4.757 kN/cm ²
Módulo de elasticidade na direção z, E_z	4.757 kN/cm ²
Módulo de elasticidade transversal, G (*)	400 kN/cm ²
Módulo de elasticidade à flexão, E_M (*)	3.280 kN/cm ²
Módulo de elasticidade longitudinal, E (*)	2.700 kN/cm ²
Coefficiente de Poisson, ν (*)	0,28

(*) Valores publicados em Correia et al. (2008).

5.2.3.3 Elementos de contato

Uma opção disponibilizada pelo SAP2000, para o acoplamento de diferentes partes de um modelo sólido, é a atribuição de molas de superfície, as quais podem ser especificadas em qualquer uma das faces do elemento e em qualquer direção dos eixos locais do elemento. Embora possam suportar esforços de tração e de compressão, o manual do programa ressalta que as molas de superfície têm comportamento linear.

Depois de atribuir a mola a uma determinada face do elemento sólido, é necessário especificar a rigidez da mola de superfície, k , cuja unidade é F/L^3 . Para verificar a influência da rigidez das molas de superfície na rigidez das vigas estudadas, fez-se variar o valor de k e os resultados obtidos encontram-se ilustrados na Fig. 5.53.

Na fase experimental foi obtido, para os ganchos com diâmetro de 8 mm, o módulo de deslizamento médio $K = 142.936$ N/mm. Nas vigas mistas de MLC-concreto esses ganchos foram fixados a cada 12 cm. Considerando que a largura da superfície de contato entre o concreto e a MLC é definida pela largura da viga de MLC – equivalente a 8,2 cm – resulta em uma rigidez das molas de superfície $k = 14,526$ kN/cm³.

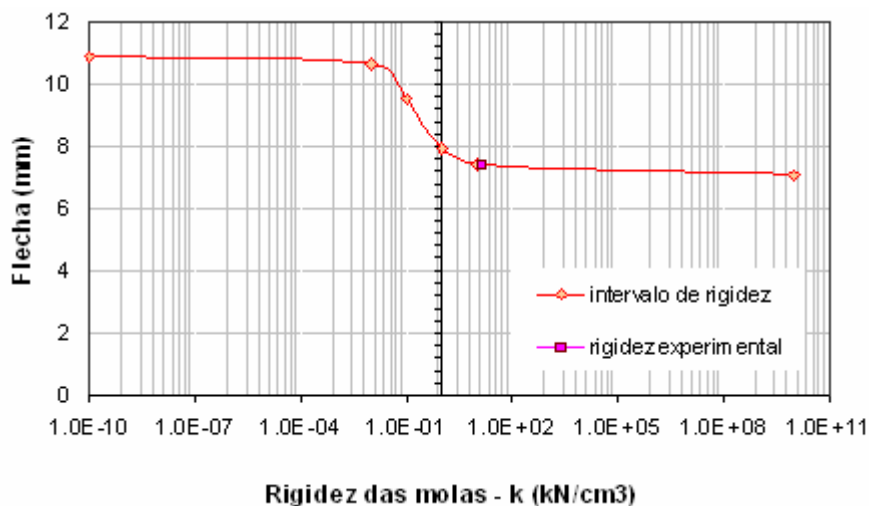


Figura 5.53 – Influência da rigidez das molas de superfície na rigidez do modelo

Essa rigidez de molas de superfície foi mantida constante, ao longo de toda a superfície de contato dos modelos avaliados, apesar do espaçamento entre os ganchos, na parte central das vigas mistas ensaiadas, ter sido o dobro do espaçamento das pontas. A justificativa para essa simplificação ampara-se na constatação de cisalhamento nulo no terço central da viga, em função do tipo de carregamento aplicado.

Deste modo, a consideração das molas de superfície na direção longitudinal permitiu estabelecer, de forma bastante simples, a conexão entre o concreto e a MLC.

5.2.3.4 Condições de aplicação dos carregamentos

Duas forças, de iguais intensidades, conforme Fig. 5.49, aplicadas nos terços do comprimento e no plano xz que define a simetria do modelo, de forma concentrada, constituem o carregamento a que foram submetidos os modelos numéricos. Observou-se, nas análises preliminares, que a distribuição das forças ao longo da largura da mesa de concreto – o que efetivamente ocorreu nos ensaios – implicou em diferenças insignificantes quando comparada à solução de aplicá-las de forma concentrada.

A calibração dos modelos VM e VMR se deu pela aplicação de carregamentos estáticos, resultantes das forças de ruptura verificadas durante a realização dos ensaios das vigas mistas V1 e V4, respectivamente. Para ter acesso aos resultados intermediários, o carregamento foi aplicado de forma incremental, em 20 subdivisões.

Por fim, a validação dos modelos foi efetivada a partir das comparações das curvas força versus flecha. Para a realização das leituras dos deslocamentos verticais foram selecionados, em cada um dos modelos numéricos, os nós situados no meio do vão e localizados nas superfícies inferiores da seção transversal.

5.2.3.5 Resultados da análise numérica

Uma notável contribuição da avaliação numérica das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço com fibras de vidro, é a possibilidade de visualizar os deslocamentos verticais – Fig. 5.54 – e as distribuições das tensões – Fig. 5.56 a 5.59, após a aplicação dos respectivos carregamentos.

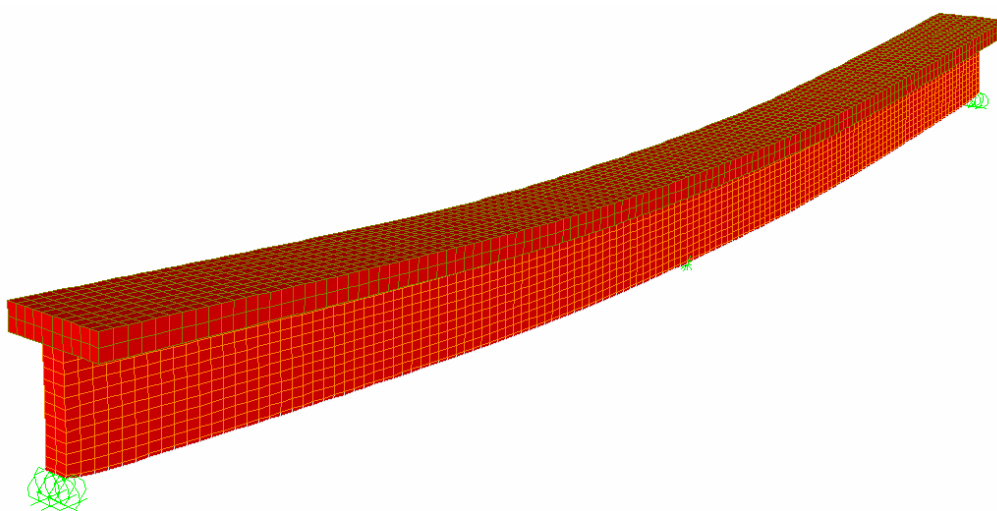


Figura 5.54 – Configuração deformada da viga mista VMR

Para garantir a simetria e a equiparação com as condições dos ensaios, apoios móveis foram localizados nas duas extremidades dos modelos numéricos. Na parte central foram considerados vínculos que impedem apenas o deslocamento horizontal, de modo a eliminar a hipostaticidade.

Na Fig. 5.55 se estabelece um comparativo entre as flechas obtidas experimentalmente e numericamente. No nível de carregamento equivalente a 80 kN observa-se uma diferença de 7,1% entre as flechas válidas para a viga V1, enquanto que, para esse mesmo nível de carregamento, constatou-se a diferença de 13,2% entre as flechas válidas para a viga V4.

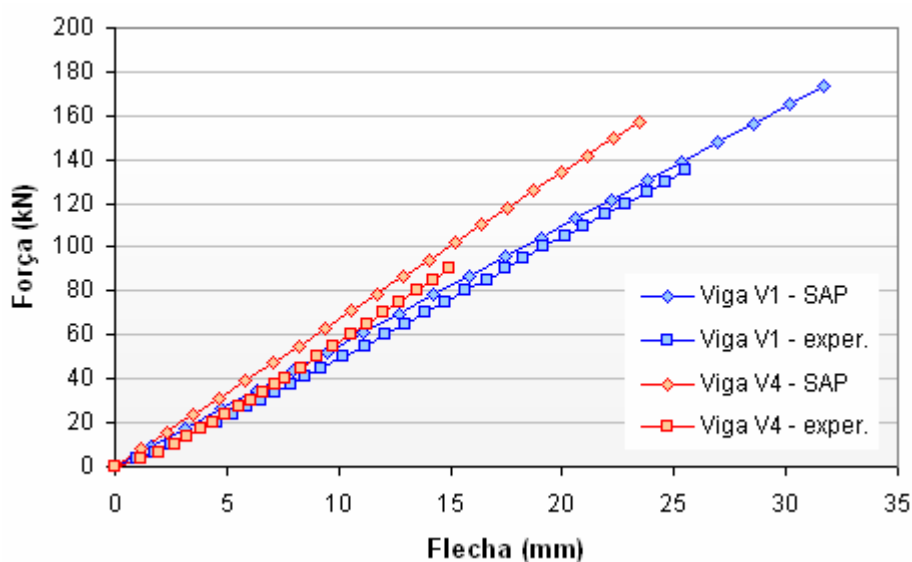


Figura 5.55 – Comparativo entre as flechas obtidas numericamente e experimentalmente

A – Viga mista sem reforço de fibras de vidro – VM

Não obstante as forças terem sido aplicadas de forma incremental, as tensões representadas nas figuras a seguir correspondem às forças últimas aplicadas aos modelos VM e VMR, equivalentes a 173,6 kN e 157,2 kN, respectivamente. Em cada figura consta a escala de cores e seus respectivos valores (em kN/cm^2), os quais contribuem para a interpretação dos resultados.

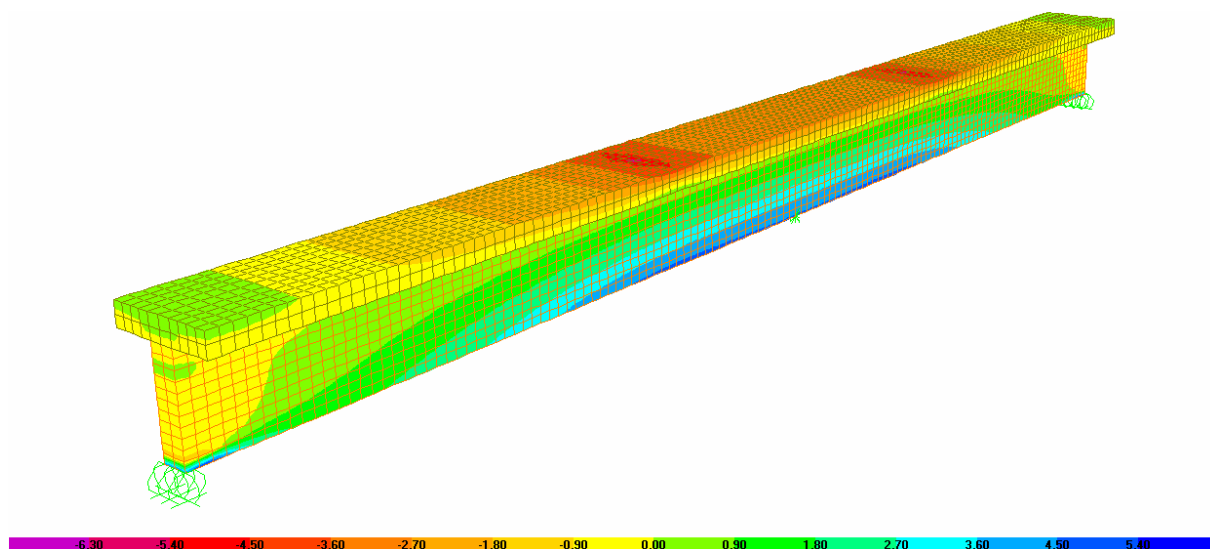


Figura 5.56 – Tensões normais na VM (em kN/cm^2)

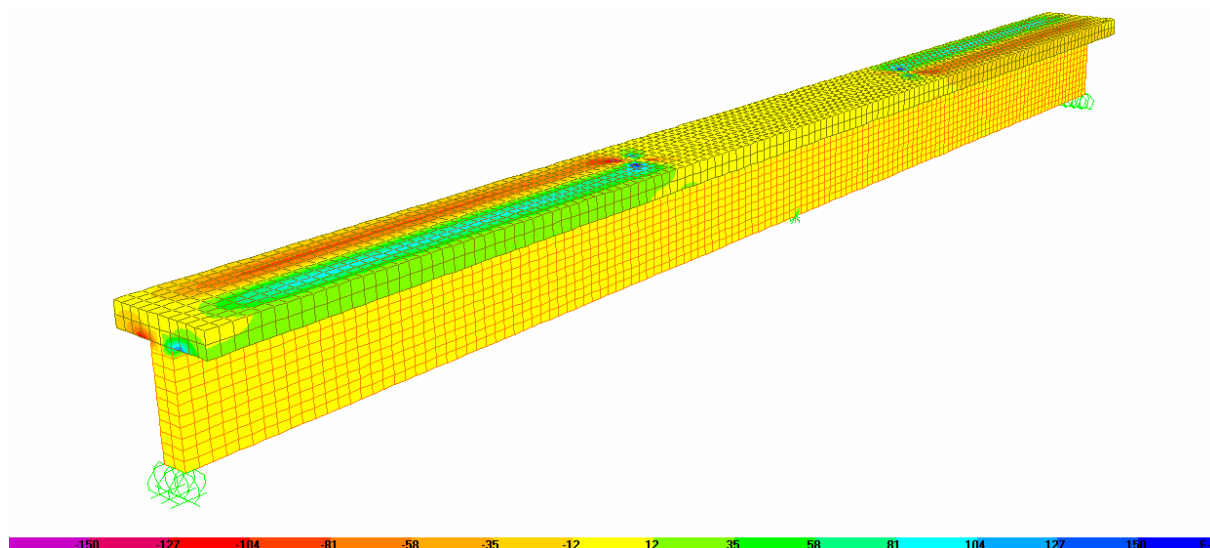


Figura 5.57 – Tensões de cisalhamento na VM (em kN/cm^2)

B – Viga mista com reforço de fibras de vidro – VMR

É oportuna a observação de como a inserção das fibras de vidro, como reforço das vigas mistas de MLC-concreto, mudou o padrão de distribuição de tensões normais; para tanto, é suficiente uma comparação entre as Fig. 5.56 e 5.58. Nessa última, a uniformidade de tensões normais alcança não apenas a MLC, mas também a mesa de concreto armado.

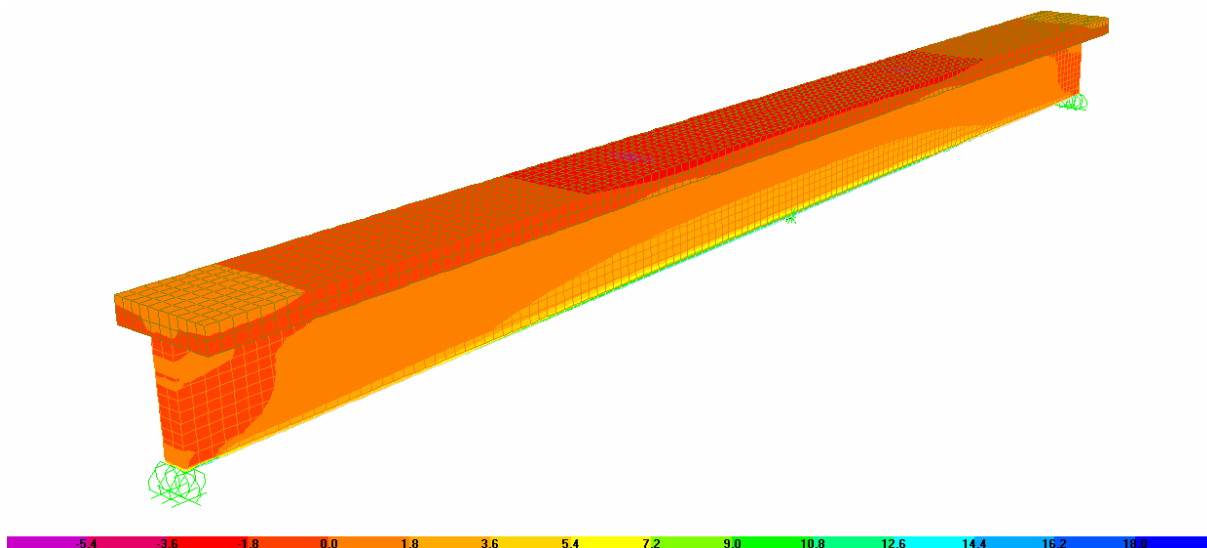


Figura 5.58 – Tensões normais na VMR (em kN/cm^2)

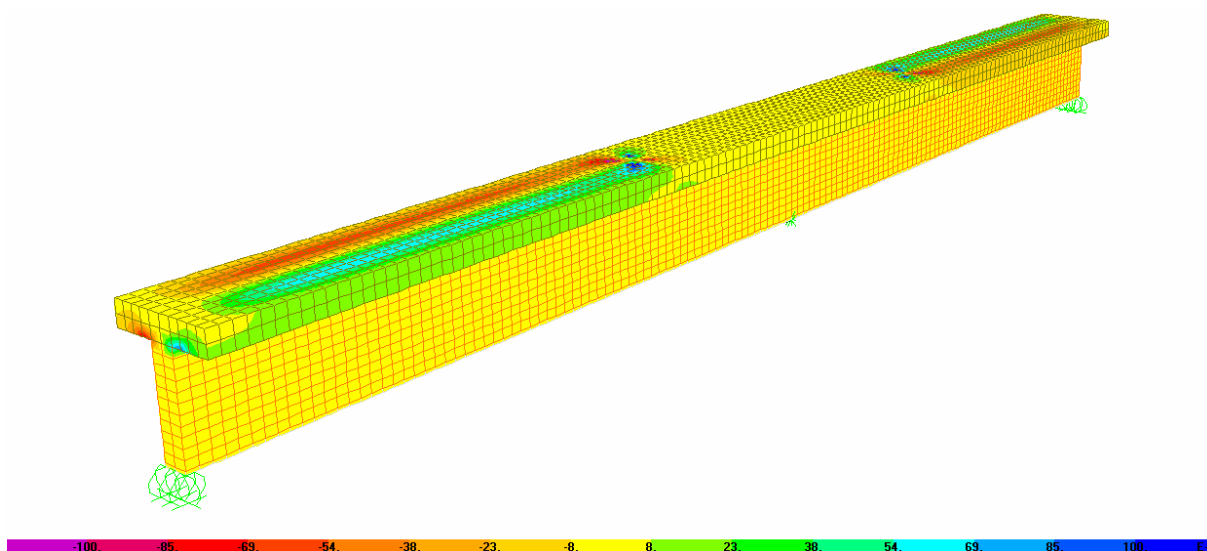


Figura 5.59 – Tensões de cisalhamento na VMR (em kN/cm^2)

5.2.4 Discussão dos resultados da análise numérica

Em face das limitações apresentadas pelo SAP2000, mais especificamente relativas à não-linearidade física e aos elementos de contato, esperavam-se dificuldades na calibração dos modelos elaborados para o estudo das vigas mistas de MLC-concreto. No entanto, a

discretização e os demais parâmetros adotados permitiram a obtenção de resultados satisfatórios, os quais são comparados com os experimentais na próxima seção.

Alguns aspectos positivos foram percebidos nessas modelagens: (a) facilidade para a elaboração das malhas, dispensado a utilização prévia de um gerador de malhas; (b) desnecessária a informação das propriedades plásticas e de critérios de ruptura dos materiais, as quais se constituem em informações difíceis de serem obtidas, particularmente no caso da madeira serrada e da MLC; (c) tempo de processamento muito pequeno, não exigindo configurações sofisticadas de *hardware*; (d) modelos não apresentaram nenhum tipo de instabilidade numérica; (e) facilidade de visualização dos resultados e de exportação desses dados para outros programas computacionais, tais como o Excel, dentre outras facilidades.

Em contraposição, a estratégia de modelagem utilizada – com conectores metálicos representados por meio de molas de superfície – não permitiu a visualização da distribuição de tensões nos elementos de conexão, bem como os eventuais efeitos localizados.

Relativamente à redução do módulo de elasticidade à flexão da madeira, na fase de calibração dos modelos, acrescenta-se que tal procedimento é previsto inclusive em códigos normativos, tal como a ASTM D 198-05a (2005), que prescreve os métodos para a determinação das propriedades das peças de madeira e de MLC com dimensões estruturais. Por outro lado, o parâmetro de rigidez das molas de superfície utilizado nas simulações foi aquele obtido experimentalmente, na fase de avaliação dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, sem nenhum senão.

A concentração de tensões normais, que se verifica na região dos apoios extremos das vigas mistas, conforme Fig. 5.56, seria suficiente para promover o esmagamento das fibras da madeira. Contudo, esse fenômeno não foi relevante para a ruptura, uma vez que no modelo experimental o apoio foi caracterizado por uma região de contato e não apenas por pontos de apoio, como adotado no modelo numérico.

5.3 Confrontações entre os resultados experimentais e numéricos

Os valores calculados para as flechas pelo SAP2000, expressos na Tab. 5.23, são razoavelmente próximos daqueles verificados experimentalmente, correspondendo a diferenças de apenas 3% no caso das vigas mistas de MLC-concreto sem reforço (VM). Conforme se verifica nessa tabela, a diferença entre as flechas, válidas para a viga VMR, é expressiva, porém permanece dentro dos limites aceitáveis pelo manual do SAP. Deste modo, os resultados indicam a adequação das malhas e dos elementos finitos propostos, bem como as considerações sobre as propriedades dos materiais.

Tabela 5.23 – Comparação entre as flechas obtidas experimentalmente e calculadas pelo SAP2000

Viga	Força aplicada (kN)	Flecha experimental [1] (mm)	Flecha SAP2000 [2] (mm)	$\frac{[1]}{[2]}$
VM	60	10,65	10,96	0,97
VMR	60	10,52	8,93	1,18

As Fig. 5.60 e 5.61 mostram a distribuição de tensões ao longo da altura da seção transversal central das vigas mistas de MLC-concreto, obtidas experimentalmente e numericamente, em dois níveis de carregamento, ou seja, válidas para 60,8 kN e 95,5 kN, respectivamente.

Observando-se as posições de interesse para o dimensionamento da seção transversal e considerando os dois níveis de carregamento analisados, notam-se as seguintes diferenças entre os resultados experimentais e numéricos: (a) na posição de maior compressão na mesa de concreto armado a diferença não ultrapassa 28%; (b) na posição de maior tração na lâmina inferior de MLC a diferença não ultrapassa 2,5%.

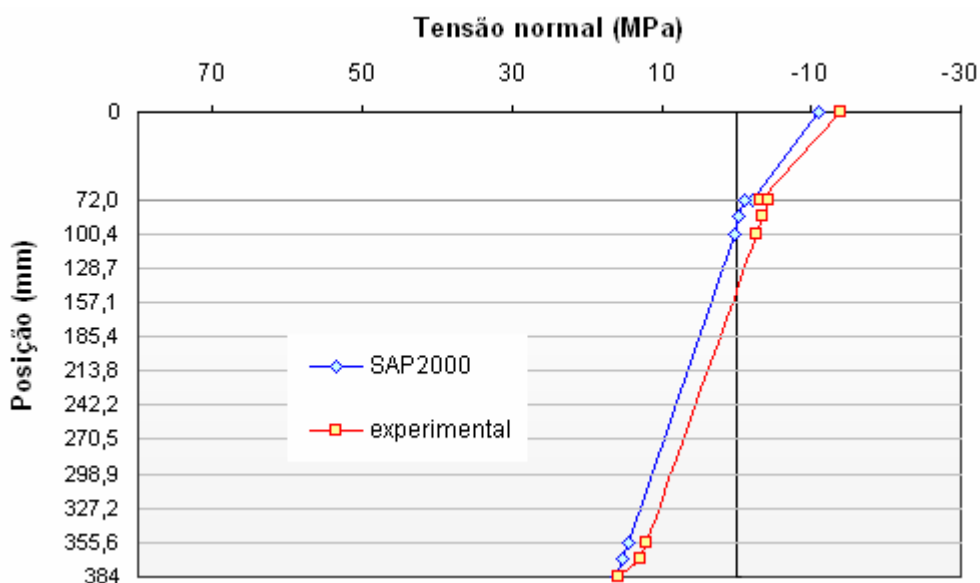


Figura 5.60 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, válida para o nível de carregamento de 60,8 kN

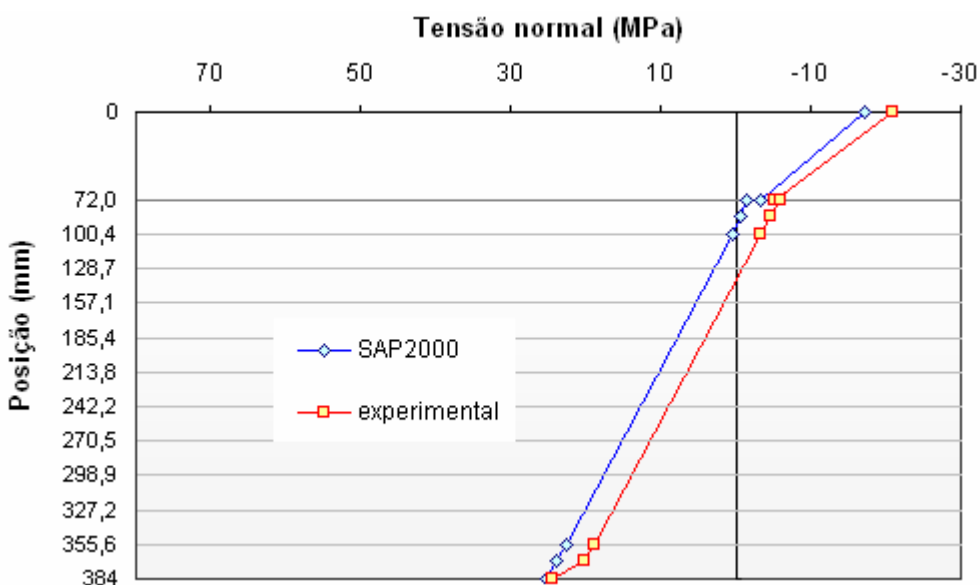


Figura 5.61 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, válida para o nível de carregamento de 95,5 kN

Do mesmo modo, as Fig. 5.62 e 5.63 mostram a distribuição de tensões na seção transversal central das vigas mistas de MLC-concreto com almas reforçadas com fibras de vidro, obtidas experimentalmente e numericamente, em dois níveis de carregamento, ou seja, válidas para 62,9 kN e 94,3 kN, respectivamente.

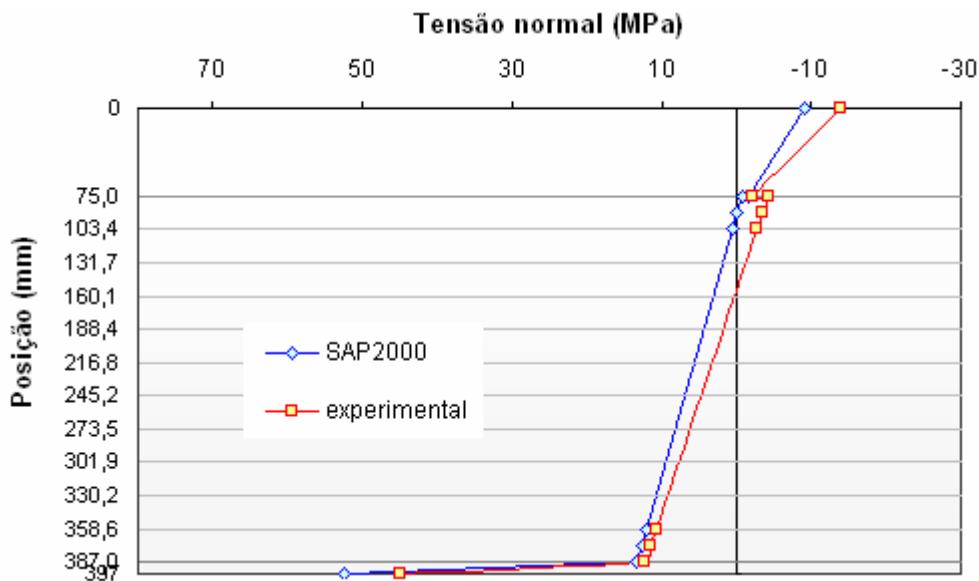


Figura 5.62 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, com reforço de fibras de vidro, válida para o nível de carregamento de 62,9 kN

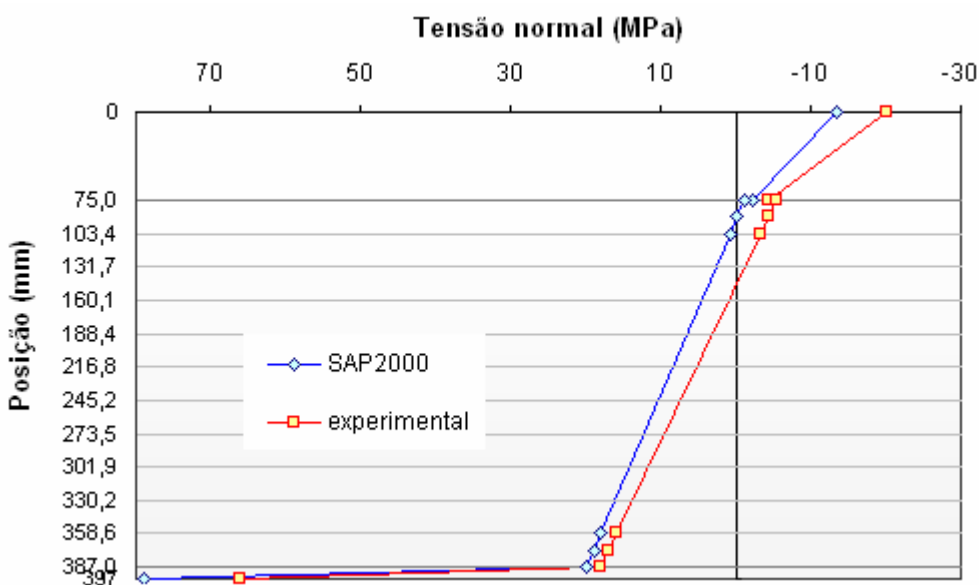


Figura 5.63 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das vigas mistas de MLC-concreto, com reforço de fibras de vidro, válida para o nível de carregamento de 94,3 kN

Nessas confrontações, as tensões na posição de maior tração do reforço com fibras de vidro não ultrapassou os 16%. No entanto, na região de maior compressão da mesa de concreto armado, registrou-se uma diferença de até 54% entre as tensões. Para efeito de análise, estudou-se o efeito da redução do módulo de elasticidade longitudinal das fibras de

vidro, adotando-se os valores apresentados em Correia et al. (2008). Nesse caso, as diferenças entre as tensões experimentais e numéricas não ultrapassou 33%. Também se estudou o efeito da redução na rigidez das molas de superfície, que não conduziu a concordâncias aceitáveis.

5.4 Discussões complementares

Por envolver o uso de conexões flexíveis, a rigidez experimental à flexão das vigas mistas de MLC-concreto sofreu redução de aproximadamente 40%, como visto anteriormente. Para ilustrar a redução na rigidez das vigas mistas, proporcionadas pela utilização de conexões flexíveis, foram preparados os gráficos mostrados nas Fig. 5.64 a 5.67, em que se mostram as flechas correspondentes à essas vigas em três diferentes situações: (a) sob o efeito de *composição total* da seção transversal, ou seja, considerando que não houve escorregamentos entre a mesa de concreto armado e a alma de MLC, sendo as flechas calculadas a partir da rigidez obtida pelo Método da Seção Transformada; (b) *experimentais*, que se encontram sob o efeito de composição parcial; (c) *sem efeito de composição* da seção transversal, em que as flechas foram calculadas como se apenas as almas de MLC fossem responsáveis pelo suporte do conjunto.

Embora os conectores possam ter demonstrado um desempenho dúctil nos ensaios de cisalhamento, em Ceccotti (2002) enfatiza-se que a ductilidade do sistema misto de madeira-concreto não é obrigatoriamente alcançada. Se a rigidez do sistema de conexão é muito elevada, a madeira pode alcançar a ruptura enquanto os conectores estão ainda respondendo elasticamente. Essa explicação ilustra bem as respostas demonstradas nas Fig. 5.64 a 5.67.

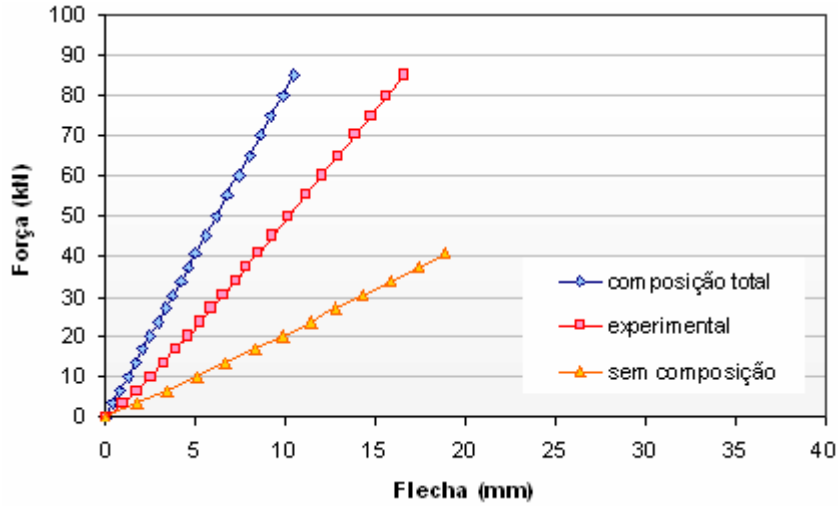


Figura 5.64 – Flechas na viga V1 considerando-se os diversos efeitos de composição

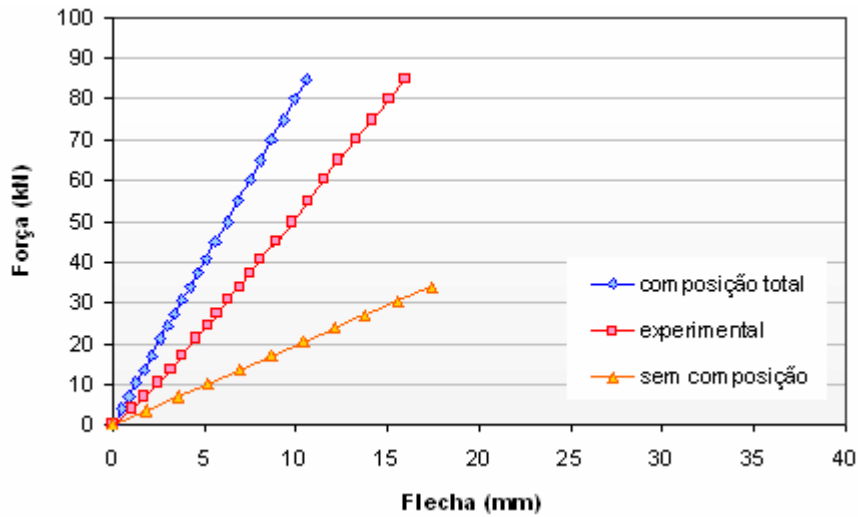


Figura 5.65 – Flechas na viga V2 considerando-se os diversos efeitos de composição

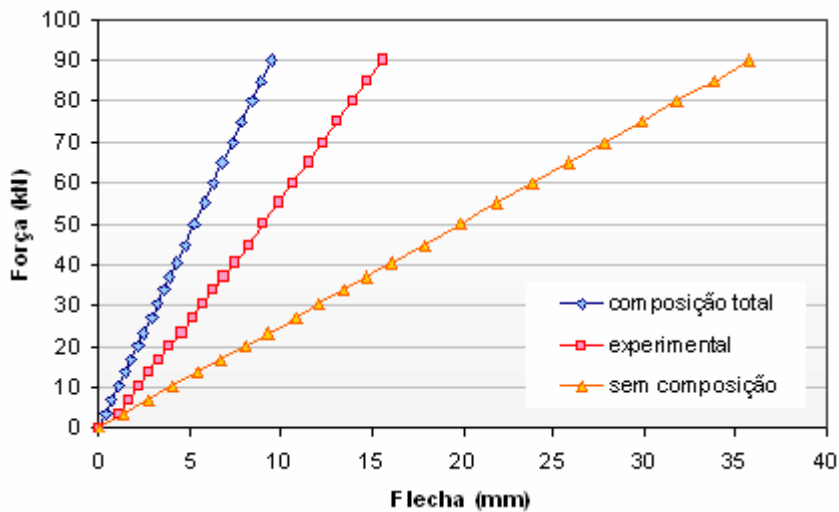


Figura 5.66 – Flechas na viga V4 considerando-se os diversos efeitos de composição

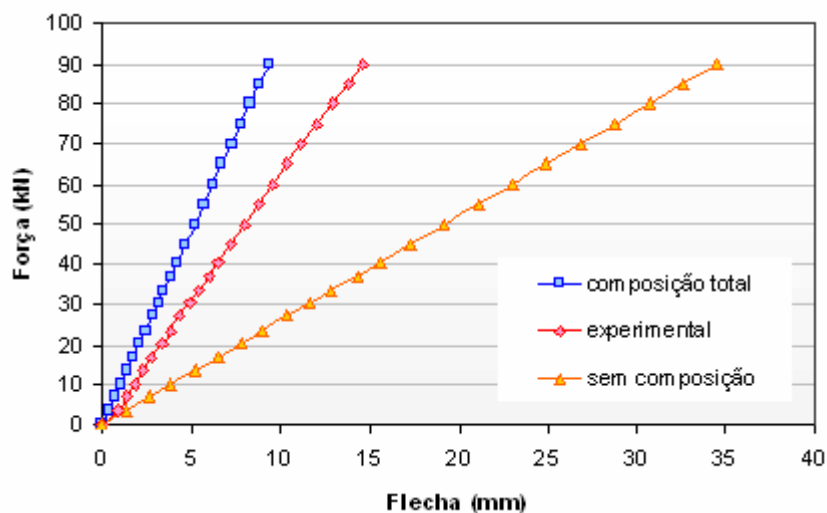


Figura 5.67 – Flechas na viga V6 considerando-se os diversos efeitos de composição

É oportuno resumir, conforme consta na Tab. 5.24, o desempenho das oito vigas confeccionadas e ensaiadas, focando apenas suas respectivas forças de ruptura.



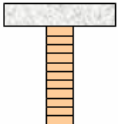
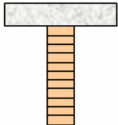
Tabela 5.24 – Desempenho das vigas ensaiadas: forças de ruptura

Tipo de viga	Designação	Força de ruptura (kN)	Força de ruptura média (kN)	Relação com V7 e V8 (%)
	V7	101,7	93,0	----
	V8	84,3		
	V3	112,5	116,9	25,7
	V5	121,3		
	V1	173,6	131,6	41,5
	V2	89,5		
	V4	157,4	142,5	53,2
	V6	127,6		

Observando-se o efeito da aplicação do reforço com fibras de vidro, ao comparar as vigas mistas com e sem reforço, nota-se um discreto aumento na força média de ruptura, equivalente a 8,3%. Uma provável explicação, para essa pequena diferença nos resultados das vigas mistas, relaciona-se com a elevada força de ruptura alcançada pela viga V1, que recebeu em sua face tracionada a melhor das lâminas de madeira do lote adquirido.

Ainda com relação à ruptura, essas vigas revelaram os desempenhos de resistência que se encontram transcritos na Tab. 5.25. Nota-se, mais uma vez, que o excepcional desempenho da viga V1 elevou substancialmente a média do seu grupo. Todavia, a adição da mesa de concreto nas vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro resultou em um aumento do MOR equivalente a 28%. Sem dúvida, uma das grandes vantagens da aplicação do reforço com fibras de vidro reside na redução da dispersão dos resultados.

Tabela 5.25 – Desempenho das vigas ensaiadas na ruptura: MORs

Tipo de viga	Designação	MOR médio (kN)	Relação com V7 e V8 (%)
	V7 e V8	62,3	----
	V3 e V5	66,6	6,9
	V1 e V2	88,3	41,7
	V4 e V6	85,3	36,9

Por outro lado, a Tab. 5.17 revela que a adição do reforço com fibras de vidro nas vigas mistas de MLC-concreto proporcionou um aumento de 15,2% na rigidez experimental, confirmando os índices constatados na revisão bibliográfica.

Concluídos os ensaios, os corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores foram levados para ambiente descoberto, junto ao LaMEM, e após algumas semanas sujeitos às intempéries, ocorreu delaminação da MLC em todos os modelos, atingindo toda a extensão das lâminas coladas. Esse comportamento do adesivo foi surpreendente, embora o fabricante tenha apresentado relatório de ensaios de durabilidade, elaborado por conceituado laboratório de pesquisas norte-americano, atestando a sua eficiência para uso estrutural em ambientes externos.

Uma das prováveis hipóteses para a ocorrência da delaminação está relacionada com a densidade aparente do *Lyptus*, cujo valor médio obtido em ensaios foi de $0,78 \text{ g/cm}^3$, situando-se ligeiramente acima do limite de $0,75 \text{ g/cm}^3$ recomendado para a fabricação da MLC. A densidade relativamente alta do *Lyptus* pode ter dificultado a penetração e ação do adesivo nas interfaces. Outra hipótese levantada está associada com uma possível presença de extrativos nessa madeira; havendo incompatibilidade química entre esses extrativos e os componentes do adesivo, pode resultar em problemas de colagem.

Por fim, acrescenta-se que os ganchos metálicos utilizados como elementos de conexão entre a mesa de concreto armado e a alma de MLC foram posicionados conforme as Fig. 5.20 a 5.22, por conta do tipo de carregamento que seria aplicado nos ensaios. Numa aplicação dessas estruturas mistas, especialmente em pontes, em que houver a possibilidade de inversão dos esforços, convém analisar a possibilidade de fixação dos ganchos em direções opostas, formando as conexões em forma de “X”.

6 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS DE MLC-CONCRETO REFORÇADAS COM FIBRAS DE VIDRO

Com base nos modelos de cálculo apresentados na revisão bibliográfica e a partir dos resultados revelados nas componentes experimental e numérica deste trabalho, no presente capítulo se discute uma proposta de verificação das vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro, focando, unicamente, na determinação da resistência do elemento estrutural.

Antes de se apresentar o algoritmo para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro, adverte-se que o material apresentado nesta publicação foi preparado em conformidade com recomendações normativas nacionais e internacionais, procurando-se sempre a boa prática de engenharia. Logo, estas recomendações não devem ser usadas sem uma segura análise de sua aplicabilidade em quaisquer outras situações particulares.

6.1 Considerações preliminares

Ao escolher um método de verificação das vigas mistas com mesa de concreto armado e alma de MLC reforçada com fibras de vidro, uma das preocupações foi proporcionar objetividade e simplicidade, de modo que o procedimento possa ser prontamente absorvido pela comunidade profissional. Com isto, pretende-se contribuir para a disseminação dessa tecnologia e possibilitar a obtenção dos benefícios de sua utilização.

Em Ceccotti (2002) enfatiza-se que a validação de ensaios é muito delicada, pois os resultados são altamente dependentes do nível de tensões e deformações dos elementos, durante as condições específicas do ambiente e do ensaio.

6.2 Hipóteses de cálculo

Para a validade do método que adiante se propõe, as seguintes hipóteses devem ser consideradas:

- Numa mesma posição ao longo da viga, o deslocamento vertical é igual para ambos os materiais e dado por uma função $w(x)$, não ocorrendo separação entre o concreto e a madeira.
- Ao longo da altura de cada material, as seções transversais permanecem planas; as deformações por cisalhamento em cada material não são consideradas.
- As partes constituintes (madeira e concreto) são interligadas por meio de conectores discretizados, com um módulo de deslizamento K .
- As vigas são simplesmente apoiadas, com vão L . No caso de vigas contínuas ou em balanço, as expressões do EUROCODE 5 (2004) podem ser utilizadas, desde que observadas as relações para os vãos apresentadas na seção 2.5.8.
- O concreto e a madeira têm comportamento elástico-linear.
- Não se considera o atrito entre a madeira e o concreto, isto é, a força de cisalhamento na interface é totalmente transmitida pelos conectores.
- O espaçamento “ s ” entre os ganchos é constante ou varia uniformemente conforme a variação da força cortante entre s_{\min} e s_{\max} , com $s_{\max} < 4s_{\min}$.

- As vigas de MLC possuem a qualidade requerida, sendo garantidas as resistências de projeto; nas lâminas externas, particularmente naquelas solicitadas à tração, o posicionamento das emendas dentadas deve ser cuidadosamente verificado.
- A lâmina inferior (*bumper*) tem apenas o papel de proteção da camada de reforço, não sendo considerada no dimensionamento do sistema.
- O carregamento aplicado é do tipo estático e atua na direção das ações gravitacionais.
- Para efeito de análise, as armaduras existentes no concreto foram desconsideradas.
- Nenhum deslizamento é considerado entre as lâminas de MLC, bem como entre o reforço com fibras de vidro e a viga de MLC, a exemplo do que também é admitido em Brody et al. (1999), Davids (2001) e Weaver (2002).

Considerou-se, na determinação dos esforços solicitantes máximos e das flechas, a atuação do carregamento indicado na Fig. 6.1, sendo “q” o peso próprio.

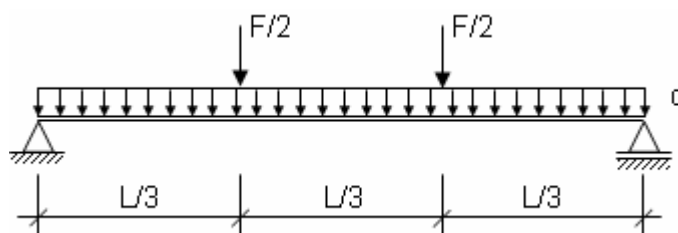


Figura 6.1 – Ações aplicadas nas vigas mistas

6.3 Modelo de dimensionamento

O método, que adiante se propõe, tem como objetivo o estabelecimento de uma relação íntima entre os fundamentos teóricos, demonstrados na revisão bibliográfica, e o

produto das avaliações experimentais e numéricas realizadas. Para tanto, inicialmente faz-se a aplicação do Método da Seção Transformada para, em seguida, empregar as recomendações do EUROCODE 5 (2004) no cálculo das solicitações de projeto e das normas NBR 7190 (1997) e NBR 6118 (2003) na determinação das resistências de projeto. Assim, as atividades para o dimensionamento podem ser relacionadas de acordo com as seguintes etapas:

- A – Avaliação das dimensões da seção transversal
- B – Estabelecimento das propriedades mecânicas dos materiais
- C – Homogeneização da viga de MLC reforçada com fibras de vidro
- D – Determinação dos valores de projeto das resistências
- E – Determinação dos valores de projeto das solicitações
- F – Verificações

Quando o engenheiro Craig Aaron Weaver projetou a primeira e única ponte que se tem notícia em Fairfield, Maine, empregando um tabuleiro de concreto apoiado sobre seis vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro – com 21,34 m (70 ft) de vão –, foi utilizado apenas o Método da Seção Transformada nas suas análises. Segundo Weaver (2002), adotou-se um fator de redução de 30%, o qual foi aplicado ao momento de inércia transformado.

As etapas que o compõem o modelo de dimensionamento são delineadas a seguir, bem como são apresentados os resultados de sua aplicação na avaliação das vigas V4 e V6.

6.3.1 Avaliação das dimensões da seção transversal

Para a avaliação das dimensões da seção transversal, o projetista pode contar com a análise de desempenho de projetos correlatos. Adicionalmente, para a determinação da largura efetiva da mesa de concreto armado, sugere-se sejam consideradas as recomendações contidas

na seção 2.7.2 deste trabalho. Ainda, para subsidiar a definição das propriedades geométricas, buscando-se alcançar uma rigidez efetiva ideal, recomenda-se a apreciação da proposta exibida em Van der Linden (1999) e transcrita na Equação [2.73].

Na Fig. 6.2 se mostram as propriedades geométricas da seção transversal das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro, em que os subscritos “c”, “w” e “FRP” referem-se às seções transversais de concreto armado, MLC e reforço com fibras de vidro, respectivamente.

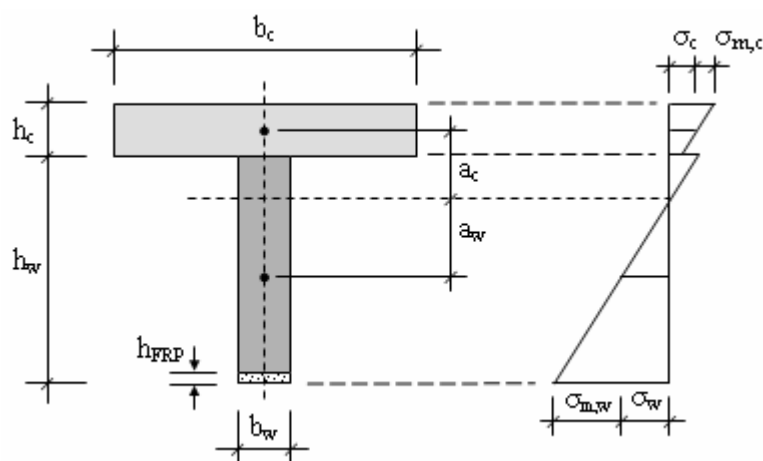


Figura 6.2 – Propriedades da seção transversal das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro

No caso particular desta pesquisa, a escolha das dimensões das seções transversais das vigas mistas, relacionadas na Tab. 6.1, basearam-se na análise de trabalhos correlatos e em avaliações teóricas, por meio dos critérios do EUROCODE 5 (2004) e da DIN 1052 (1988), buscando-se uma solução em que a ruptura não ocorresse nos elementos de ligação.

É conveniente destacar que as propriedades geométricas relativas à MLC – especificamente a área da seção transversal e o momento de inércia – foram obtidos a partir da homogeneização da seção transversal reforçada com fibras de vidro, conforme se descreve no próximo item. Assim justifica-se a altura h_w , indicada na Fig. 6.2, que resulta da soma da altura da parte da madeira com a altura do reforço de fibras, h_{FRP} .

Tabela 6.1 – Propriedades geométricas das vigas mistas

Propriedades (símbolo)	Unidade	Viga V4	Viga V6
b_c	mm	350	350
h_c	mm	75	73
A_c	mm ²	26.250	25.550
I_c	mm ⁴	12.304.687	11.346.329
b_w	mm	80	84
h_w	mm	322	322
A_w	mm ²	27.312,00	28.699,59
I_w	mm ⁴	258.215.896	271.626.867
h_{FRP}	mm	10	10
L	mm	5.000	5.000
s_{min}	mm	120	120
s_{max}	mm	240	240
s_{ef}	mm	150	150
d	mm	8	8

6.3.2 Estabelecimento das propriedades mecânicas dos materiais

Por meio de ensaios foram caracterizados os materiais, relacionados na Tab. 6.2, que foram utilizados na confecção das vigas mistas. Na hipótese de não se dispor desses dados, na fase de projeto, deve-se considerar as recomendações normativas relativas às propriedades mínimas admissíveis, em cada caso.

Tabela 6.2 – Propriedades físicas e mecânicas dos materiais

Propriedades (símbolo)	Unidade	Viga V4	Viga V6
E_c	MPa	36.436	36.436
$\rho_{m,c}$	Kg/m ³	2.500	2.500
E_w	MPa	20.198	20.020
$\rho_{m,w}$	Kg/m ³	790	790
E_{FRP}	MPa	59.463	59.463

6.3.3 Homogeneização da viga de MLC reforçada com fibras de vidro

Apropriando-se do Método da Seção Transformada, foram, inicialmente, homogeneizadas as vigas de MLC reforçadas com fibras de vidro, utilizando-se o módulo de elasticidade médio da madeira como referência para cálculo da razão modular, n . Assim, foi possível a determinação dos parâmetros relacionados na Tab. 6.3. Objetivando a simplificação do processo de cálculo, optou-se por utilizar o módulo de elasticidade médio das lâminas de madeira que compõem cada uma das vigas, ao invés de discretizá-los.

Homogeneizar a viga de MLC reforçada com fibras de vidro é uma hipótese razoável, visto que não há sinais de deslizamento, nos modelos físicos confeccionados, entre a camada de reforço e a viga de MLC. Nos estudos ou modelos desenvolvidos e registrados em Brody et al. (2000), Davids (2001) e Weaver (2002), a conexão entre esses materiais é igualmente admitida como rígida.

Por já estarem relacionados na Tab. 6.1, a área da seção transversal e o momento de inércia, relativos à seção homogeneizada, foram omitidos nesta etapa. A propriedade denotada por Y , na Tab. 6.3, representa a posição do centróide da seção transversal homogeneizada, contada a partir da face superior da mesa de concreto armado.

Tabela 6.3 – Propriedades das seções homogeneizadas

Propriedades (símbolo)	Unidade	Viga V4	Viga V6
n_{FRP}		2,944	2,970
Y	mm	169,87	169,98

6.3.4 Determinação dos valores de projeto das resistências e flecha limite

O valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, f_{cd} , é determinado pela redução da resistência característica, f_{ck} , pelo coeficiente de ponderação nos Estados Limites Últimos, designado por γ_c , e cujo valor em combinações normais, segundo a Tab. 12.1 da NBR 6118 (2003) é $\gamma_c = 1,4$. Assim:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [6.1]$$

Por outro lado, a resistência característica é determinada por meio da Equação [6.2], em que f_{cm} indica o valor médio da resistência à compressão, obtido em ensaios com corpos-de-prova cilíndricos. Os manuais para a determinação do traço de concreto indicam o valor de 4,0 MPa para o desvio-padrão, s , quando houver assistência de profissional especializado em tecnologia do concreto, todos os materiais forem medidos em peso e, ainda, houver garantia de manutenção, no decorrer da obra, da homogeneidade dos materiais.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad [6.2]$$

No caso da madeira, para o cálculo da resistência de projeto à tração paralela às fibras, $f_{t0,d}$, adotou-se as recomendações da NBR 7190 (1997), conforme Equação [6.3], com os seguintes valores para os coeficientes: $k_{mod,1} = 0,7$, $k_{mod,2} = 1,0$, $k_{mod,3} = 1,0$ e $\gamma_w = 1,8$. O valor característico da resistência à tração paralela às fibras, $f_{t0,k}$, foi calculado a partir dos dados dos ensaios apresentados na Tab. A.3, do Apêndice A.

$$f_{t0,d} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot \frac{f_{t0,k}}{\gamma_w} \quad [6.3]$$

Observando-se também as recomendações da NBR 7190 (1997), foi determinado o valor de projeto da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola, $f_{gv,0,d}$, com os mesmos valores de k_{mod} referidos no parágrafo anterior e com $\gamma_w = 1,4$. O valor característico da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola, $f_{gv,0,k}$, foi calculado a partir dos dados dos ensaios apresentados na Tab. D.1, do Apêndice D.

Embora a NBR 7190 (1997) trate da determinação da resistência dos conectores metálicos em ligações, ressalta-se que não há indicações para o cálculo da resistência de ganchos colados e fixados em 45° com relação às fibras da madeira, como feito neste projeto. Assim, optou-se por considerar o valor característico da força de ruptura (123,9 kN) e dividi-la por 4 conectores, para, em seguida, aplicar um coeficiente de segurança, conforme mostra a Equação [6.4]. Para efeito de comparação, para os pinos com diâmetro de 8 mm, colados em forma de “X” e formando um ângulo de 45° com a direção das fibras da madeira, conforme Pigozzo (2004), obteve-se a resistência média equivalente a 23.780 N por conector.

$$R_{1,d} = \frac{(123.900/4)}{1,4} = 22.125 \text{ N} \quad [6.4]$$

A partir dos ensaios de tração realizados em corpos-de-prova de tecido de fibras de vidro, foi possível a obtenção da resistência característica à tração, $f_{FRP,k}$, considerando-se que os resultados acompanham a distribuição normal de frequências. Como o material é produto de uma transformação em ambiente industrial, com elevado controle de qualidade, sugere-se para o coeficiente de ponderação da resistência o mesmo valor do aço, ou seja, $\gamma_{FRP} = 1,1$. Assim, o valor de projeto da resistência à tração das fibras de vidro pode ser determinado por:

$$f_{FRP,d} = \frac{f_{FRP,k}}{\gamma_{FRP}} \quad [6.5]$$

Por fim, a flecha limite, w_{lim} , foi calculada a partir da Equação [6.6], proposta pela NBR 7190 (1997). Os valores determinados para as resistências de projeto e flecha limite estão relacionados na Tab. 6.4.

$$w_{lim} = \frac{L}{200} \quad [6.6]$$

Tabela 6.4 – Resistências de projeto e flecha limite para as vigas mistas

Propriedades (símbolo)	Unidade	Vigas V4 e V6
f_{cd}	MPa	27,6
$f_{t0,d}$	MPa	23,3
$f_{gv,0,d}$	MPa	1,6
$R_{l,d}$	N	22.125
$f_{FRP,d}$	MPa	758,9
w_{lim}	mm	25

6.3.5 Determinação dos valores de projeto das solicitações

O EUROCODE 5 (2004) recomenda que a rigidez do sistema de ligação seja avaliada por meio de ensaios. Na hipótese da indisponibilidade de realização desses ensaios, o código sugere fórmulas, tal qual a Equação [2.65], as quais contemplam apenas os casos mais básicos dos sistemas de ligação. No caso desta pesquisa, adotou-se o valor médio do módulo de deslizamento inicial, K_{ser} , obtido nos ensaios em que foram utilizados ganchos com diâmetro de 8 mm. Apesar de, nos terços extremos das vigas mistas, os conectores tenham sido espaçados a cada 120 mm, seus espaçamentos efetivos, calculados a partir da Equação [2.72], resultaram no valor de 150 mm, justificando-se, assim, a adoção desse valor de K_{ser} .

Em Ceccotti (2002) observa-se que a consideração do módulo secante para o sistema de ligação é uma maneira indireta de ponderar as deformações inelásticas do sistema misto. Também acrescenta que na análise global do sistema, para a determinação das ações internas, forças normais e momentos fletores, o concreto é considerado não-fissurado. Assim, o momento de inércia da área de concreto, I_c , é calculado a partir da seção transversal completa.

Na Tab. 6.5 encontram-se transcritos os valores obtidos a partir da aplicação das Equações [2.61] a [2.64] e Equações [2.68] a [2.71], considerando-se os valores máximos de momento fletor e força cortante, obtidos a partir do carregamento indicado na Fig. 6.1.

Segundo a NBR 7190 (1997), a consideração dos efeitos da umidade e da duração do carregamento na rigidez da madeira é feita pela utilização do módulo de elasticidade efetivo, $E_{c0,ef}$, determinado conforme a Equação [6.7], em que $k_{mod,1}$, $k_{mod,2}$ e $k_{mod,3}$ são os coeficientes de modificação fornecidos por essa norma e $E_{c0,m}$ representa o valor médio do módulo de elasticidade na direção paralela às fibras.

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot E_{c0,m} \quad [6.7]$$

Assim, no cálculo das flechas instantâneas, ou seja, aquelas que ocorrem logo após a aplicação do carregamento, foram utilizados os valores médios do módulo de elasticidade, $E_{c0,m}$, como indica o EUROCODE 5 (2004). Para efeito de comparação, na Tab. 6.5 apresentam-se as flechas instantâneas e as flechas geradas pelo carregamento de longa duração, designadas por w_{perm} , as quais foram calculadas a partir do módulo de elasticidade efetivo, $E_{c0,ef}$. Observam-se variações de 28% entre os valores das flechas w_{inst} e w_{perm} .

Tabela 6.5 – Propriedades mecânicas e solicitações de projeto das vigas mistas

Propriedades (símbolo)	Unidade	Viga V4	Viga V6
K_{ser}	N/mm	142.936	142.936
K_u	N/mm	95.291	95.291
y_c	----	0,6272	0,6335
y_w	----	1,0	1,0
a_c	mm	95,09	97,46
a_w	mm	103,41	100,04
$(EI)_{ef}$	N.mm ²	1,70E+13	1,72E+13
σ_c	MPa	5,4	5,7
$\sigma_{m,c}$	MPa	3,4	3,3
σ_w	MPa	5,2	5,0
$\sigma_{m,w}$	MPa	7,9	7,9
σ_{FRP}	MPa	13,3	13,1
$\tau_{w,max}$	MPa	1,6	1,6
R_1	MPa	13.059	13.268
w_{inst}	mm	6,35	6,41
w_{perm}	mm	8,13	8,19
F_d	N	47.550	48.650

6.3.6 Verificações

Comparando-se, então, os valores das resistências de projeto com os valores das solicitações de projeto – relacionadas na Tab. 6.5 – nota-se que as forças de projeto, F_d , foram alcançadas a partir da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola. Com efeito, foi exatamente por cisalhamento nas lâminas de cola que se romperam as vigas mistas ensaiadas.

Tomando-se os picos das solicitações de projeto, conforme Tab. 6.6, e comparando-se novamente com as respectivas resistências de projeto, observa-se que o concreto é pouco solicitado nas vigas mistas de MLC-concreto. Assim, as armaduras adotadas para a mesa de concreto foram obtidas a partir da consideração de armadura mínima, proposta pela NBR

6118 (2003). Também se nota que a lâmina inferior de madeira está sendo solicitada em 56% de sua capacidade à tração; mesmo com as emendas dentadas nem tão eficientes, como demonstrado no Cap. 3, nenhuma viga mista com reforço de fibras de vidro se rompeu por tração nestas lâminas. Outra constatação refere-se ao baixo nível de solicitação das fibras de vidro, como relatado na revisão bibliográfica.

Tabela 6.6 – Utilização das resistências de projeto dos materiais

Propriedades (símbolo)	Unidade	Viga V4	Utilização (%)	Viga V6	Utilização (%)
$\sigma_c + \sigma_{m,c}$	MPa	8,8	32	9,4	33
$\sigma_w + \sigma_{m,w}$	MPa	13,1	56	13,2	55
$\tau_{w,max}$	MPa	1,6	100	1,6	100
σ_{FRP}	MPa	13,3	2	13,5	2
R_1	MPa	13.059	59	13.268	60
w_{perm}	mm	8,13	33	8,5	33

Nota-se que o método proposto é capaz de estimar, com excelente aproximação, as flechas verificadas nas vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro. Na Tab. 6.7 se comparam as flechas calculadas, para o nível de força de 90 kN, com as flechas obtidas experimentalmente. No cálculo da flechas foi desprezado o peso próprio das vigas e foram adotados os valores de K_{ser} e $E_{c0,m}$. Também se considerou no cálculo das flechas o efeito do cortante, cuja parcela é somada à parcela da flexão e, para $F/2$ aplicada nos terços do vão, é determinada pela Equação [6.8]:

$$w_s = \frac{FL}{6KG_w A} \quad [6.8]$$

Sendo:

G_w = módulo de cisalhamento médio da MLC (adotado igual a $G_w = E_{c0,m}/20$)

A = área total da seção transversal transformada

K = coeficiente de cisalhamento, que foi adotado igual a $K = 0,371$, conforme proposto em Brody et al. (2000).

Tabela 6.7 – Relação entre as flechas medidas e calculadas

Viga	Força (kN)	Flecha calculada	Flecha experimental	[1]
		[1] (mm)	[2] (mm)	[2]
V4	90	15,01	14,96	1,003
V6	90	14,86	15,08	0,985

Da mesma forma, com boa concordância, o método é capaz de estimar as forças de ruptura das vigas mistas de MLC-concreto com reforço de fibras de vidro, conforme se pode constatar pelos valores contidos na Tab. 6.8. Os valores obtidos para as forças máximas admissíveis foram calculados a partir da consideração das resistências médias dos materiais e não de seus valores de cálculo.

Tabela 6.8 – Relação entre as forças máximas calculadas e as forças de ruptura

Viga	Força máxima calculada	Força de ruptura	[1]
	[1] (kN)	[2] (mm)	[2]
V4	129,0	157,4	0,82
V6	131,9	127,6	1,03

Nos cálculos relativos aos Estados Limites de Serviço, segundo o EUROCODE 5 (2004), o valor médio do módulo de elasticidade na direção paralela às fibras é utilizado para o cálculo das flechas instantâneas. No entanto, para levar em conta a fluência, que pode

ocorrer no concreto, na madeira e também nas ligações, sob carregamentos de longa duração, essa norma prevê a redução da rigidez pela divisão dos módulos de elasticidade por coeficientes designados por k_{def} e ϕ , respectivamente para a madeira e para o concreto. Para as conexões, em Ceccotti (2002) observa-se que parece ser razoável dobrar o valor de k_{def} . Assim, no cálculo das flechas sob o efeito dos carregamentos de longa duração tem-se:

$$E_{c,\text{ef}} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad [6.9]$$

$$K_{\text{ef}} = \frac{K}{1 + 2k_{\text{def}}} \quad [6.10]$$

$$E_{c,0,\text{ef}} = \frac{E_{c,0,m}}{1 + k_{\text{def}}} \quad [6.11]$$

Os valores de ϕ e de k_{def} , que aparecem nas equações anteriores, são fixados pelo EUROCODE 2 (1992) e EUROCODE 5 (2004), respectivamente. Assim, cabe ao projetista avaliar cuidadosamente qual o critério é adequado para as condições particulares de seu projeto, pois nessa mesma situação a NBR 7190 (1997) indica a utilização do módulo de elasticidade efetivo, $E_{c,0,\text{ef}}$, calculado conforme Equação [6.7].

Convém ressaltar, ainda, que um método alternativo para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro consiste na adoção das solicitações determinadas a partir de modelos numéricos. Ficaram evidentes as razoáveis concordâncias, quando comparados os resultados experimentais e numéricos no capítulo anterior.

No caso de dimensionamento de vigas de pontes, o efeito da fadiga nos conectores deve ser considerado. Para tanto, sugere-se como referências os trabalhos de Weaver (2002) e Molina (2008). Outras particularidades ainda devem ser contempladas no projeto de pontes,

tais como os esforços decorrentes de possíveis escoramentos utilizados durante a construção, além de todos os efeitos relacionados com as ações típicas dessas construções.

6.4 Recomendações construtivas

Além de todas as considerações e hipóteses já delineadas neste texto, é conveniente complementá-las com as recomendações construtivas para os sistemas mistos de madeira-concreto, adaptadas da proposição contida em Ceccotti (2002), conforme segue:

- Não utilizar madeira verde. Se esse uso for inevitável, utilizar madeira sem a presença de medula e tomar as precauções para que nenhuma fissura possa prejudicar a fixação dos conectores.
- Manter o escoramento do sistema misto de madeira-concreto por um tempo maior do que, usualmente, é recomendado para as estruturas de concreto armado.
- Sempre utilizar conectores com tratamento anticorrosivo.
- O concreto deve sempre receber armaduras, especialmente se camadas muito esbeltas estão sendo projetadas, para evitar a perda de rigidez devido à fissuração na região tracionada.
- Proteger a madeira antes da concretagem, para que não venha a absorver a água do amassamento do concreto e, assim, comprometer a qualidade de ambos; essa proteção pode ser alcançada pela inserção de uma camada de material impermeável – tal como o plástico – entre os dois materiais, ou ainda pela aplicação de pintura impermeabilizante nas faces da madeira que entrarão em contato com o concreto.

- Empregar concreto com uma baixa relação água/cimento, pois assim se reduz a retração do material.
- Evitar o uso de madeiras que demonstrem incompatibilidade química com o cimento – algumas espécies apresentam extrativos com altos teores de açúcares –, o que pode proporcionar dificuldades na cura do concreto.
- Nas aplicações sujeitas às intempéries, certificar-se de que o adesivo utilizado na produção das vigas de MLC é apropriado para esse fim.
- Proteger o reforço com fibras de vidro, inserindo-o entre a penúltima e a última lâmina (bumper) da peça de MLC.

7 CONCLUSÕES

Considerada como o único material estrutural renovável disponível no mercado mundial, a madeira desempenha um papel fundamental no cenário das construções sustentáveis. Transformada em MLC, a partir de espécies provenientes de florestas plantadas, diversifica o campo de aplicações da madeira.

Com o propósito de amenizar os problemas de durabilidade, decorrentes da exposição da madeira às intempéries, uma solução pressupõe a associação de vigas de MLC com um tabuleiro de concreto armado, sendo as partes interligadas por meio de conexões flexíveis. Essa técnica tem sido aplicada com sucesso, especialmente por conta do expressivo acréscimo de rigidez proporcionado pela composição e os desejáveis aumentos de durabilidade.

No entanto, em situações de elevados carregamentos ou de grandes vãos, a aplicação de reforço com fibras sintéticas, na face tracionada das vigas de MLC, aprimora ainda mais essa técnica, refletindo-se em acréscimos nas forças de ruptura, mas, sobretudo, na diminuição da dispersão dos resultados, e, por conseguinte, no aumento da confiabilidade estrutural.

Diante desse contexto foi desenvolvido um programa experimental em que se buscou, num primeiro momento, a caracterização completa dos materiais envolvidos nesta pesquisa. O atendimento aos padrões de umidade e a classificação na etapa de produção tornaram-se condições para a seleção do *Lyptus* como o material adquirido para a produção das vigas de MLC. Com a conclusão da classificação visual e mecânica das lâminas, foi possível a confecção de 10 vigas de MLC, utilizando-se o adesivo Wonderbond, com 5,4 m de

comprimento, e após submetê-las a ensaios iniciais foi determinado o valor médio do MOE equivalente a 21.597 MPa. Duas vigas foram carregadas até a ruptura, encontrando-se o valor médio do módulo de ruptura MOR= 62,3 MPa.

Para a avaliação experimental do sistema de conexão foram confeccionados 18 corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores, sendo seis exemplares produzidos com ganchos de aço com diâmetro de 8 mm e outros seis exemplares com diâmetro de 10 mm. Os seis corpos-de-prova restantes tiveram a ligação concretizada por meio de chapas metálicas perfuradas. Nos ensaios, esse último grupo demonstrou um elevado desempenho, com força de ruptura média equivalente a 153,4 kN, porém com ruptura frágil. Assim, optou-se pela utilização dos ganchos com diâmetro de 8 mm – com força de ruptura média $F_R = 131$ kN e módulo de deslizamento de serviço médio $K_{ser} = 142.936$ N/mm – na confecção das vigas mistas de MLC-concreto. O excelente comportamento dos corpos-de-prova, durante os ensaios, permitiu concluir que a geometria adotada atingiu plenamente os seus objetivos.

Por meio do programa ANSYS, versão 9.0, foram realizadas simulações numéricas dos corpos-de-prova de cisalhamento nos conectores. As hipóteses e modelos propostos conduziram a resultados de K_{ser} com boa concordância com os resultados experimentais. No caso dos corpos-de-prova em que foram empregados os ganchos metálicos, a diferença entre os resultados obtidos numericamente e experimentalmente não ultrapassou 4%, considerando-se o comportamento elástico-linear dos materiais. No processamento dos corpos-de-prova em que foram empregadas as chapas metálicas perfuradas não foram verificadas instabilidades numéricas, manifestando-se claramente uma melhor concordância com a consideração do comportamento não-linear dos materiais.

Numa segunda fase do programa experimental, duas vigas com reforços de fibras de vidro (V4 e V6) e outras duas sem os reforços (V1 e V2) receberam mesas de concreto armado. As vigas mistas reforçadas com fibras de vidro demonstraram um acréscimo de 37%

no MOR quando comparadas com as vigas de MLC (sem reforço). Comparando-se as vigas mistas com as vigas de MLC, ambas com reforços de fibras de vidro, notou-se uma expressiva redução nas flechas, ou seja, as flechas das vigas mistas corresponderam a 43% das flechas das vigas de MLC. Por outro lado, observou-se que a rigidez efetiva à flexão das vigas mistas de MLC-concreto foi equivalente a 60% da rigidez das vigas mistas sob o efeito da composição total da seção transversal.

Confrontando-se as resistências últimas das vigas mistas, com e sem reforços com fibras de vidro, com as das correspondentes vigas de MLC, notam-se acréscimos expressivos nos valores dos MORs, correspondendo a 28% e 42%, respectivamente. No entanto, a inserção do reforço com fibras de vidro promove outras vantagens, tais como a redução nas tensões de tração das lâminas inferiores da MLC – que se traduz em economia de madeira – e a diminuição na dispersão dos resultados, conferindo maior credibilidade ao sistema.

Adicionalmente, por meio do programa SAP2000, versão 10.0.7, as vigas mistas de MLC-concreto, com e sem o reforço com fibras de vidro, foram simuladas numericamente, com a consideração de elementos finitos sólidos. Para simular o efeito do deslizamento na interface madeira-concreto foram atribuídas molas de superfície no acoplamento desses materiais, com o coeficiente de rigidez $k = 14,526 \text{ kN/cm}^3$, determinado experimentalmente. Ao serem comparadas as flechas obtidas experimentalmente e numericamente, não se observaram diferenças superiores a 18%.

Decorrente de intervenções em especificações normativas, o algoritmo proposto para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro demonstrou objetividade e simplicidade. Ademais, as comparações entre as flechas calculadas e as obtidas experimentalmente revelaram expressiva concordância, não atingindo 2% de diferença. Da mesma forma, a estimativa da força de ruptura evidenciou concordância satisfatória com os resultados obtidos experimentalmente. Por fim, a aplicação do modelo de

dimensionamento ratificou o modo de ruptura verificado nas vigas mistas ensaiadas, ou seja, por cisalhamento nas lâminas de cola.

Deste modo, a partir da divulgação da solução estrutural avaliada neste trabalho, espera-se que sejam plenamente atingidos os benefícios da sua utilização, estendendo o universo de aplicações da madeira.

7.1 Recomendações para futuros trabalhos

Com base na constatação do baixo nível de solicitação das fibras de vidro utilizadas como reforços, propõe-se, inicialmente, uma continuidade nos ensaios das vigas mistas de MLC-concreto com dimensões estruturais, submetendo-as a menores porcentagens de reforços. Alternativamente, poderia ser avaliado o efeito do emprego do reforço parcial, ou seja, posicionado apenas nas regiões de maior solicitação.

Uma outra possibilidade de continuidade destes estudos relaciona-se com o desejável aumento da resistência ao cisalhamento na lâmina de cola da MLC, e, assim, obter-se um melhor desempenho global dos sistemas mistos de MLC-concreto. Para tanto, uma das possibilidades seria a fixação de tiras de fibras de vidro nas regiões das máximas tensões de cisalhamento.

No domínio dos sistemas de conexão, sugere-se a continuidade dos estudos de aplicabilidade das chapas metálicas perfuradas, as quais demonstraram facilidade de instalação e excelentes resultados em termos de capacidade última, afora o modo frágil de ruptura. Assim, há que ser investigados os procedimentos que sejam capazes de melhorar a ductilidade da conexão.

A investigação do comportamento das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço com fibras de vidro, em situações de incêndio é uma necessidade e, assim, amplia o horizonte das pesquisas sobre esse tema.

Propõe-se, além disso, a elaboração de um programa computacional para o dimensionamento das vigas mistas de MLC-concreto, com e sem reforço com fibras sintéticas, de modo a acelerar as simulações durante a fase de projeto, visando à otimização das seções transversais.

REFERÊNCIAS¹

AHMADI, B. H.; SAKA, M. P. Behaviour of composite timber-concrete floors. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.119, n.10, p.3111-3130, nov. 1993.

ALVIM, R. C. et al. Piso misto de madeira-concreto para uma edificação residencial. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7., 2000, São Carlos. **Anais...** São Carlos: EESC/USP, 2000. 1 CD-ROM.

ALVIM, R. C.; ALMEIDA, P. A. O. Estudo paramétrico da rigidez efetiva dos pisos mistos de madeira-concreto. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2003. 1 CD-ROM.

ALZATE, S. B. A. **Caracterização da madeira de árvores de clones de *Eucalyptus grandis*, *E. saligna* e *E. grandis* x *urophylla***. 2004. 133 f. Tese (Doutorado em Recursos Florestais) – Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2004.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. **ANSI/AITC A190.1**: Structural glued laminated timber. New York, 1992.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D198-05a**: Standard tests methods of static tests of lumber in structural sizes. Philadelphia, 2005.

_____. **ASTM D 245**: Standard practice for establishing structural grades and related allowable properties for visually graded lumber. Philadelphia, 2006.

_____. **ASTM D 3039/D 3039M**: Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. Philadelphia, 2006.

_____. **ASTM D 3737**: Standard test method for establishing stresses for structural glue laminated timber (glulam). Philadelphia, 1996.

¹ De acordo com:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6023: informação e documentação: referências: elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **ASTM D3878**: Standard terminology for composite materials. Philadelphia, 2004.

_____. **ASTM D 4761**: Standard test methods for mechanical properties of lumber and wood-base structural material. Philadelphia, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR ISO 6892**: Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 7190**: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.

AZAMBUJA, M. dos A. **Estudo experimental de adesivos para fabricação de madeira laminada colada**: avaliação da resistência de emendas dentadas, da durabilidade e de vigas. 2006. 159 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BALDCKOCK, R. H.; McCULLOUGH, C. B. **Loading tests on a new composite type short span highway bridge combining concrete and timber in flexure**. Technical Bulletin n.1. Salem: Oregon State Highway Department, 1941.

BALLARIN, A. W.; NOGUEIRA, M. Caracterização elástica da madeira de Eucalipto Citriodora. **Cerne**, v.9, n.1, p.066-080, 2003.

BANK, L.C. et al. A model specification for FRP composites for civil engineering structures. **Construction and Building Materials**, n.17, p.405-437, 2003.

BAO, Z. **Project Report 05-114**. Oregon: Eugene Test Laboratory, TECO Certification and Testing Division, 2005.

BATTLES, E. P. et al. Durability of composite reinforcement for timber bridges. **Transportation Research Record**, n.1696, paper n. 5BO111, p.131-135, 2000.

BRODY, J. et al. FRP-wood-concrete composite bridge girders. In: STRUCTURES CONGRESS 2000 – ADVANCED TECHNOLOGY IN STRUCTURAL ENGINEERING, 2000, Philadelphia, USA. **Proceedings...** Philadelphia: Mohamed Elgaaly, 2000. Section 53, chapter 1.

BUCHANAN, A.; MOSS, P. Design of epoxied steel rods in glulam timber. In: PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, 1999, Rotorua, New Zealand. **Proceedings...** Rotorua, 1999. p.286-293.

CAPRETTI, S.; CECCOTTI, A. Service behaviour of timber-concrete composite beams: a 5-year monitoring and testing experience. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.443-449.

CARVALHO, R. F. **Compósitos de fibras de sisal para uso em reforço de estruturas de madeira**. 2005. 119 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CECCOTTI, A. Timber-concrete composite structures. In: BLASS, H. J. et al. **Timber Engineering – STEP 2 (Structural Timber Education Programme)**. The Netherlands: Centrum Hout, 1995. p.E13/1-E13/12.

_____. Composite concrete-timber structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v.4, p.264-275, 2002.

CECCOTTI, A. et al. On the design of timber-concrete composite beams according to the new versions of Eurocode 5. In: MEETING OF THE WORKING COMMISSION W18 – TIMBER STRUCTURES, 35., 2002, Japan.

CHIEWANICHAKORN, M. et al. Effective flange width definition for steel-concrete composite bridge girder. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.130, n.12, p.2016-2031, dec. 2004.

CORREIRA, J. R.; BRANCO, F. A.; FERREIRA, J. G. **Comportamento mecânico de perfis pultrudidos de fibra de vidro (GFRP) e das suas ligações**. Disponível em: <http://www-ext.lnec.pt/APAET/pdf/Rev_12_A7.pdf>. Acesso em: 08 dez. 2008.

CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc., 2005. 415p.

DAGHER, H. J. FRP-reinforced wood in bridge applications. In: RILEM SYMPOSIUM TIMBER ENGINEERING, 1., 1999, Stockholm, Sweden. **Anais...** Stockholm, September 13-15, 1999. p.591-598.

DAGHER, H. J. High-performance wood composites for construction. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7., 2000, São Carlos. **Anais...** São Carlos: EESC/USP, 2000. 1 CD-ROM.

DAGHER, H. J. et al. Advanced fiber-reinforced polymer-wood composites in transportation applications. **Transportation Research Record**, n.1814, paper n.02-3484, p.237-242, 2002.

DAVIDS, W. G. Nonlinear analysis of FRP-glulam-concrete beams with partial composite action. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.127, n.8, p.967-971, aug. 2001.

DAVIDS, W. G. et al. Fatigue of glulam beams with fiber-reinforced polymer tension reinforcing. **Forest Products Journal**, v.55, n.1, p.93-101, jan.2005.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1052**: Structural use of timber – part 1, 2 and 3. Berlin, 1988.

DIAS, A. A. **Contribuição para o estudo da distribuição transversal de cargas em pontes de madeira**. 1987. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

DIAS, A. M. P. G. **Mechanical behavior of timber-concrete joints**. 2005. 293f. Thesis (Doctorate) – University of Coimbra, Portugal, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 2 (ENV 1992-1-1)**: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 1989.

_____. **EUROCODE 4 (DDENV 1994-1-1)**: Part 1: Design of composite steel and concrete structures. Draft for development. Brussels, 1994.

_____. **EUROCODE 5 (ENV 1995-1-1)**: Design of timber structures. Part 1-1: General – common rules and rules for buildings. Brussels, 1993.

_____. **EUROCODE 5 (prEN 1995-1-1)**: Design of timber structures. Part 1-1: General – common rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

FALK, R. H.; COLLING, F. Laminating effects in glued-laminated timber beams. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.121, n.12, p.1857-1863, dec. 1995.

FIGLIOLINI, J. **Utilização de fibras de carbono e de fibras de vidro para reforço de vigas de madeira**. 2002. 168f. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

_____. **Estudo teórico e experimental de vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibra de vidro**. 2005. 108f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FRANGI, A.; FONTANA, M. Elasto-plastic model for timber-concrete composite beams with ductile connection. **Structural Engineering International**, Science and Technology, v.1, p.47-57, 2003.

FLORES, E. S. et al. **Calibración del modelo de Hill modificado para el Pino Radiata chileno en conexiones de cizalle doble sometidas an compresión paralela**. In: JORNADAS CHILENAS DE ESTRUCTURAS DE MADERA, 2., 2007, Santiago, Chile.

GARDNER, G. Reinforced glued laminated timber system – epoxy/steel/timber composite material. In: PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, 1994, Gold Coast, Australia. **Proceedings...** Gold Coast, 1994. p.548-557.

GELFI, P.; GIURIANI, E. Stud shear connectors in wood-concrete composite beams. In: RILEM SYMPOSIUM ON TIMBER ENGINEERING, 1., 1999, Cachan Cedex, France. **Proceedings...** Cachan Cedex, 1999. p.245-254.

GOMES, J. J. **Estudo teórico-experimental de vigas compostas de concreto e madeira**. 1974. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1974.

GOODMAN, J. R.; POPOV, E. P. Layered beam systems with interlayer slip. **Journal of the Structural Division**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, v.94, n.ST11, p.2535-2547, nov. 1968.

GOPU, V. K. A. et al. Approximation of second order effects in composite timber beam columns. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 1988, Seattle, Washington, USA, 1988. p.872-880.

GUTKOWSKI, R. M. Tests and analysis of mixed concrete-wood beams. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 3., 1996, Madison. **Proceedings...** Madison: Omnipress, 1996. p.436-442.

GUTKOWSKI, R. M. et al. Laboratory tests of composite wood-concrete beam and deck specimens. In: RILEM SYMPOSIUM ON TIMBER ENGINEERING, 1., 1999, Cachan Cedex, France. **Proceedings...** Cachan Cedex, 1999. p.263-272.

GUTKOWSKI, R. M. et al. Investigation of notched composite wood-concrete connections. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.130, n.10, p.1553-1561, oct. 2004.

HBV – Systeme. **Innovationen in Holz-Verbundbauweise**. Disponível em: <<http://www.hbv-systeme.de/>>. Acesso em: 07 jun. 2006.

HELLMEISTER, J. C. **Pontes de eucalipto citriodora**. 1978. 85f. Tese (Livre-docência em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1978.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje – viga**. 2004. 87f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

KOTINDA, T. I. et al. Modelos numéricos para análise da interface viga-laje em vigas mistas aço-concreto. In: JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 32., 2006, Campinas. **Anais...** Campinas: Universidade Estadual de Campinas e ASAE, 2006. p.2659-2668. 1 CD-ROM.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v.1.

_____. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v.2, 161 p.

LINDYBERG, R. F. The volume effect in FRP-glulams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCED ENGINEERED WOOD COMPOSITES, 2., 2001, Bethel, USA. **Proceedings...** Bethel, 2001.

MACHACEK, J.; STUDNICKA, J. Perforated shear connectors. **Steel and Composite Structures**, v.2, n.1, p.51-66, 2002.

MADSEN, B. Timber connections with strength and reliability of steel. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.4-504/4-511.

MAGALHÃES, L. N.; CHAHUD, E. Análise experimental de vigas T compostas por madeira/concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1998. v.2, p.266-276.

MANTILLA CARRASCO, E. V. **Resistência, elasticidade e distribuição de tensões nas vigas retas de madeira laminada colada (MLC)**. 1989. 348f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

MANTILLA CARRASCO, E. V.; OLIVEIRA, S. V. Contribuição ao estado-da-arte das vigas compostas madeira-concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1998. v.2, p.266-276.

_____. Behavior of composite timber-concrete beams. In: RILEM SYMPOSIUM ON TIMBER ENGINEERING, 1., 1999, Cachan Cedex, France. **Proceedings...** Cachan Cedex, 1999. p.581-590.

MANTILLA CARRASCO, E. V. et al. Viga mista de madeira laminada colada de *Eucalyptus Grandis* e concreto armado – uma avaliação experimental e numérica. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 9., 2004, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: Universidade Federal de Mato Grosso, 2004. 1 CD-ROM.

MATTHIESEN, J. A. Estudo da ligação madeira-concreto com parafusos auto-atarrachantes comerciais. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7., 2000, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 2000. 1 CD-ROM.

MATTHIESEN, J. A.; SEGUNDINHO, P. G. A. Estudo de pinos de aço na ligação madeira-concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., 2002, Uberlândia. **Anais...** Uberlândia: Universidade Federal de Uberlândia, 2002. 1 CD-ROM.

McCULLOUGH, C. B. Oregon tests on composite (timber-concrete) beams. **Journal of the American Concrete Institute**, ACI, Michigan, v.14, n.5, p.429-440, apr. 1943.

MEIERHOFER, U. A timber/concrete composite system. **Structural Engineering International**, v.2, p.104, 1993.

MESTRA Engineering Ltd. Disponível em: <<http://www.mestra.com>>. Acesso em: 28 fev. 2005.

MIOTTO, J. L.; DIAS, A. A. Glulam-concrete composite structures: experimental investigation into the connection system. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 10., 2008, Myiazaki. **Anais...** Myiazaki, Japan: WCTE, 2008a. 1 CD-ROM.

_____. Avaliação experimental das ligações no sistema misto MLC-concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 11., 2008, Londrina. **Anais...** Londrina: Universidade Estadual de Londrina, 2008b. 1 CD-ROM.

MOLINA, J. C. **Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes**. 2008. 240f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

MOODY, R. C. et al. Glued structural members. In: **Wood Handbook – Wood as an engineering material**. Madison: Forest Products Laboratory, 1999. Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-113, chapter 11, 24 p.

MORAES, V. M. **Ponte mista de madeira-concreto em vigas treliçadas de madeira**. 2007. 180f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Ilha Solteira, 2007.

MOREIRA, L. F. N. **Dimensionamento à flexão de vigas mistas madeira/concreto**. 2001. 74f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

MOREIRA, L. F. N.; CHAHUD, E. Vigas T compostas madeira/concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., 2002, Uberlândia. **Anais...** Uberlândia: Universidade Federal de Uberlândia, 2002. 1 CD-ROM.

MÖHLER, K. Über das tragverhalten von biegeträgern und druckstäben mit zusammengesetztem querschnitt und nachgiebigen verbindungsmiteln. Habilitation TH Karlsruhe, 1956.

MURTHY, C. K. Timber-concrete composites for low cost housing. **Housing Science**, v.8, n.2, p.209-215, 1984.

NATTERER, J. et al. Composite wood-concrete floors for multi-story buildings. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.431-435.

NICOLAS, E. A.; MASCIA, N. T. Estudo de ligações em corpos-de-prova de concreto-madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., 2002, Uberlândia. **Anais...** Uberlândia: Universidade Federal de Uberlândia, 2002. 1 CD-ROM.

NICOLAS, E. A. et al. Determinação do módulo de deslizamento dos conectores utilizados em estruturas mistas de concreto-madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 9., 2004, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: Universidade Federal de Mato Grosso, 2004. 1 CD-ROM.

OEHLERS, D. J. Splitting induced by shear connectors in composite beams. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.115, n.2, p.341-362, feb. 1989.

OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. **Composite steel and concrete structural members: fundamental behaviour**. 1st ed. Oxford: Elsevier Science Ltd., 1995. 549 p.

PIGOZZO, J. C. **Estudos e aplicações de barras de aço coladas como conectores em lajes mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes**. 2004. 358 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

PINCUS, G. Bonded wood-concrete T-beams. **Journal of Structural Division**, ASCE, v.95, n.10, p.2265-2279, 1969.

PINHEIRO, L. M. et al. Características do concreto. In: _____. **Estruturas de Concreto**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. 2004. p.2.1-2.10.

ROUGER, F. Volume and stress distribution effects. In: BLASS, H. J. et al. **Timber Engineering – STEP 1 (Structural Timber Education Programme)**. The Netherlands: Centrum Hout, 1995. p.B1/1-B1/8.

SEGUNDINHO, P. G. de A.; MATTHIESEN, J. A. Vigas mistas “T” de madeira-concreto com ligações de pinos de aço. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., 2002, Uberlândia. **Anais...** Uberlândia: Universidade Federal de Uberlândia, 2002. 1 CD-ROM.

SEGUNDINHO, P. G. de A.; MATTHIESEN, J. A. Ligações em vigas mistas T de madeira-concreto utilizando pinos metálicos colados. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 9., 2004, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: Universidade Federal de Mato Grosso, 2004. 1 CD-ROM.

SORIANO, J. **Estruturas mistas em concreto e em madeira: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil**. 2001. 264 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

SOUZA, A. J.; CHAHUD, E.; MAGALHÃES, L. N. Estudo da correlação entre o comportamento de corpos-de-prova de cisalhamento e vigas compostas madeira/concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1998. v.2, p.278-285.

STEVANOVIC, B. Elastically coupled timber-concrete beams. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.425-430.

STÜSSI, F. Composed beams. **International Association for Bridge and Structural Engineering**, Zurich, v.8, p.249-269, 1947.

SZÜCS, C. A. et al. **Estruturas de madeira**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

TAKAC, S. Experimental research of wood-concrete composite structures joined by bulldog dowels. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.299-303.

TANG, B. Fiber reinforced polymer composites applications in USA DOT – Federal Highway Administration. In: FIRST KOREA/U.S.A. ROAD WORKSHOP, 1997, Washington. **Proceedings...** Washington, jan. 1997.

TANG, B.; PODOLNY JR, W. A successful beginning for fiber reinforced polymer (FRP) composite materials in bridge applications. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CORROSION AND REHABILITATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 1998, Orlando. **Proceedings...** Orlando, dec. 1998.

THOMPSON, E. G. et al. Finite element analysis of layered wood systems. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.101, n.12, p.2659-2672, 1975.

TIMMERMANN, K.; MEIERHOFER, U. A. Berechnung zusammengesetzter Biegeträger mit elastischem Verbund mittels Differenzrechnung. EMPA, Departement Holz, jun. 1992.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. E. **Mecânica dos sólidos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1960. v.1, 256 p.

TRIANAFILLOU, T. C.; DESKOVIC, N. Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.118, n.5, p.1270-1284, may. 1992.

VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete. **Journal of Constructional Steel Research**. v.60, p.465-479, 2004.

VAN DER LINDEN, M. L. R.; BLASS, H. J. Timber-concrete composite floor systems. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.309-316.

VAN DER LINDEN, M. L. R. **Timber-concrete composite floor systems**. 1999. 364 f. These (PhD in Mechanics and Constructions – Section Steel and Timber Structures) – Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1999.

WEAVER, C. A. **Behavior of FRP-reinforced glulam-concrete composite bridge girders**. 2002. 236 f. These (Master of Science in Civil Engineering) – The University of Maine, Maine, USA, 2002.

WEAVER, C. A. et al. Testing and analysis of partially composite fiber-reinforced polymer-glulam-concrete bridge girders. **Journal of Bridge Engineering**, ASCE, v.9, n.4, p.316-325, jul/aug. 2004.

WILLAM, K. J.; WARNKE, E. D. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, 1975, Bergamo, Italy. **Proceedings...** Bergamo: ISMES, v.19, 1975. p.174.

YTTRUP, P. J. Concrete enhanced timber. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. **Proceedings...** New Orleans: Louisiana State University, 1996. p.304-308.

YTTRUP, P. J.; NOLAN, G. **Concrete enhanced timber**. Disponível em:
<http://oak.arch.utas.edu.au/research/conc.enhance_timber.asp>. Acesso em: 27 fev. 2005.

APÊNDICE A – Caracterização do *Lyptus*

Tabela A.1 – Caracterização do *Lyptus*: umidade e densidades

C.P.	Dimensões			Volume (cm ³)	P.U. (g)	P.S. (g)	Umidade (%)	$\rho_{ap,U\%}$ (g/cm ³)	$\rho_{ap,12\%}$ (g/cm ³)	$\rho_{bás}$ (g/cm ³)
	a (mm)	b (mm)	c (mm)							
1	29,3	19,3	48,3	27,4	21,1	19,5	8,21	0,77	0,78	0,71
2	29,7	19,1	48,7	27,6	24,4	22,2	9,91	0,88	0,89	0,80
3	29,3	19,3	48,3	27,2	23,8	21,7	9,68	0,87	0,88	0,80
4	29,7	19,0	49,0	27,7	24,4	22,1	10,41	0,88	0,89	0,80
5	29,6	19,6	48,7	28,2	24,1	21,8	10,55	0,85	0,86	0,77
6	29,9	19,4	48,9	28,4	23,5	21,6	8,80	0,83	0,84	0,76
7	29,4	18,9	48,9	27,2	18,1	16,6	9,04	0,67	0,67	0,61
8	29,8	19,7	48,8	28,5	20,9	19,2	8,85	0,73	0,74	0,67
9	29,8	19,2	48,8	27,9	22,5	20,7	8,70	0,81	0,81	0,74
10	29,7	19,6	48,7	28,3	21,6	19,9	8,54	0,76	0,77	0,70
11	29,7	19,4	48,5	28,0	21,6	19,9	8,54	0,77	0,78	0,71
12	29,8	19,6	47,4	27,7	24,2	22,1	9,50	0,87	0,88	0,80
13	28,9	19,5	48,6	27,4	21,8	19,9	9,55	0,80	0,80	0,73
14	28,8	19,3	48,4	27,0	21,0	19,2	9,38	0,78	0,79	0,71
15	28,9	19,6	48,3	27,4	23,4	21,3	9,86	0,85	0,86	0,78
16	29,0	19,5	48,4	27,4	21,8	19,9	9,55	0,80	0,80	0,73
17	29,8	19,3	49,0	28,2	22,4	20,7	8,21	0,79	0,80	0,73
18	29,7	19,8	48,9	28,8	25,5	23,2	9,91	0,89	0,90	0,81
19	29,6	19,0	48,0	27,0	18,3	16,9	8,28	0,68	0,68	0,63
20	29,8	19,5	49,0	28,5	21,3	19,7	8,12	0,75	0,76	0,69
21	29,1	19,4	48,3	27,3	21,8	20,0	9,00	0,80	0,80	0,73
22	29,7	19,5	48,5	28,0	23,8	21,6	10,19	0,85	0,86	0,77
23	29,5	19,2	47,8	27,1	18,7	17,3	8,09	0,69	0,70	0,64
24	29,8	19,7	48,7	28,5	21,1	19,4	8,76	0,74	0,75	0,68
25	29,6	19,6	48,7	28,2	19,6	18,0	8,89	0,69	0,70	0,64
26	29,4	19,6	48,3	27,8	22,2	20,4	8,82	0,80	0,80	0,73
27	29,4	19,5	48,6	27,9	23,8	21,6	10,19	0,85	0,86	0,78
28	29,2	19,4	47,9	27,1	23,4	21,3	9,86	0,86	0,87	0,79
29	29,6	19,4	49,0	28,2	21,1	19,5	8,21	0,75	0,76	0,69
30	29,7	19,3	48,8	28,0	22,4	20,6	8,74	0,80	0,81	0,74
31	29,3	19,1	48,5	27,1	19,1	17,7	7,91	0,70	0,71	0,65
32	29,8	19,6	49,0	28,6	23,2	21,2	9,43	0,81	0,82	0,74
33	29,4	19,5	48,2	27,6	23,6	21,5	9,77	0,85	0,86	0,78
34	29,4	19,7	48,7	28,2	24,4	22,1	10,41	0,87	0,87	0,78
35	29,4	19,1	48,5	27,3	18,6	17,3	7,51	0,68	0,69	0,63
36	29,8	19,5	48,9	28,5	17,9	16,6	7,83	0,63	0,64	0,58
37	29,8	19,5	48,5	28,2	19,5	17,8	9,55	0,69	0,70	0,63
38	29,4	18,9	48,3	26,9	18,1	16,7	8,38	0,67	0,68	0,62
39	28,8	19,3	48,6	27,0	23,5	21,5	9,30	0,87	0,88	0,80
40	29,3	18,9	48,1	26,5	18,0	16,6	8,43	0,68	0,68	0,63

Tabela A.1 – Caracterização do *Lyptus*: umidade e densidades – continuação

C.P.	Dimensões			Volume (cm ³)	P.U. (g)	P.S. (g)	Umidade (%)	$\rho_{ap,U\%}$ (g/cm ³)	$\rho_{ap,12\%}$ (g/cm ³)	$\rho_{bás}$ (g/cm ³)
	a (mm)	b (mm)	c (mm)							
41	29,8	19,8	48,5	28,6	25,4	23,0	10,43	0,89	0,90	0,81
42	29,7	19,4	48,8	28,1	20,3	18,7	8,56	0,72	0,73	0,67
43	29,4	19,5	48,7	27,9	18,9	17,3	9,25	0,68	0,68	0,62
44	29,8	19,4	48,8	28,1	25,0	22,7	10,13	0,89	0,89	0,81
45	29,7	19,2	48,9	27,9	17,9	16,5	8,48	0,64	0,65	0,59
46	29,7	19,5	45,9	26,6	19,7	18,1	8,84	0,74	0,75	0,68
47	29,5	19,5	47,5	27,3	19,0	17,5	8,57	0,70	0,70	0,64

Umidade: Média= **9,09**
Desvio-padrão= 1,95
cov(%)= 21,51

$\rho_{ap,U\%}$: Média= **0,78**
Desvio-padrão= 0,17
cov(%)= 22,06

$\rho_{ap,12\%}$: Média= **0,79**
Desvio-padrão= 0,17
cov(%)= 22,04

$\rho_{bás}$: Média= **0,71**
Desvio-padrão= 0,16
cov(%)= 21,83

Obs: $\rho_{ap,12\%}$ calculada por Kollmann

Tabela A.2 – Caracterização do *Lyptus*: resistência à compressão paralela às fibras

C.P.	Resistência à compressão paralela às fibras - $f_{c,0}$ (MPa)	Módulo de elasticidade longitudinal - E (MPa)
01	72,0	29.699,6
02	76,8	25.535,1
03	72,3	22.612,7
04	70,4	27.286,7
05	78,4	29.052,9
06	77,0	22.452,5
07	81,2	27.630,1
08	79,5	30.126,8
09	77,8	28.628,7
10	81,0	29.103,6
11	77,8	31.743,3
12	68,5	47.044,6
Média:	76,1	29.243,1
Desvio-padrão:	4,0	6.019,6
cov (%):	5,3	20,6

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_{c,0} = \mathbf{69,4} \text{ MPa}$$

$$E = \mathbf{27.541,1} \text{ MPa}$$

Tabela A.3 – Caracterização do *Lyptus*: resistência à tração paralela às fibras

C.P.	Resistência à tração paralela às fibras - $f_{t,0}$ (MPa)	Módulo de elasticidade longitudinal - E (MPa)
01	76,7	13.436,5
02	57,3	21.945,3
03	119,2	24.503,9
04	105,2	23.898,6
05	89,2	14.379,6
06	96,2	22.540,0
07	95,3	22.167,5
08	105,6	21.520,3
09	77,8	17.546,2
10	85,9	24.800,0
Média:	90,9	20.673,8
Desvio-padrão:	16,7	3.897,7
cov (%):	18,4	18,9

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_{t,0} = \mathbf{82,9} \text{ MPa}$$

$$E = \mathbf{19.470,6} \text{ MPa}$$

Tabela A.4 – Caracterização do *Lyptus*: resistência à flexão

C.P.	Resistência à flexão - f_M (MPa)	Módulo de elasticidade à flexão - E_M (MPa)
01	92,3	19.757,7
02	95,4	17.425,7
03	109,2	20.867,6
04	118,4	18.416,2
Média:	103,8	19.116,8
Desvio-padrão:	10,5	1.306,4
cov (%):	10,1	6,8

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_M = \mathbf{94,8} \text{ MPa}$$

$$E_M = \mathbf{18.004,2} \text{ MPa}$$

Tabela A.5 – Caracterização do *Lyptus*: resistência ao cisalhamento paralelo às fibras

C.P.	Resistência ao cisalhamento - $f_{v,0}$ (MPa)
01	10,4
02	6,9
03	9,1
04	8,8
05	3,8
06	5,9
07	10,4
08	8,0
09	9,7
10	10,0
11	9,0
12	6,6

Média:	8,2
Desvio-padrão:	2,0
cov (%):	24,0

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_{v,0} = 7,5 \text{ MPa}$$

Tabela A.6 – Caracterização do *Lyptus*: resistência ao embutimento paralelo às fibras da madeira

C.P.	Resistência ao embutimento paralelo às fibras - $f_{e,0}$ (MPa)
01	69,5
02	61,6
03	73,5
04	65,9
05	67,5
06	69,5
07	67,9
08	63,5
09	61,7
Média:	66,7
Desvio-padrão:	3,7
cov (%):	5,6

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_{e,0} = \mathbf{60,9} \text{ MPa}$$

APÊNDICE B –
Classificação estática e
dinâmica do *Lyptus*

Tabela B.1 – Classificação estática e dinâmica das lâminas de *Lyptus*

peça n ^o	b (mm)	h (mm)	vão L (mm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	E (estático) (MPa)	E (dinâmico) (MPa)	%
001	90,2	32,4	3.000	104	491	22.741,1	22.631,4	-0,5%
002	85,6	32,5	3.000	133	691	16.466,7	17.823,3	8,2%
003	87,4	32,3	3.000	106	543	20.978,0	23.490,0	12,0%
004	90,1	32,3	3.000	99	489	22.801,7	25.142,9	10,3%
005	87,6	32,1	3.000	123	593	19.826,5	20.299,8	2,4%
006	88,8	32,5	3.000	142	683	16.372,1	16.940,1	3,5%
007	88,4	32,5	3.000	143	744	14.804,3	17.195,2	16,1%
008	87,5	32,7	3.000	127	634	17.406,2	20.354,0	16,9%
009	88,5	32,7	3.000	121	581	18.967,9	20.923,3	10,3%
010	87,9	32,4	3.000	105	522	21.657,3	23.200,0	7,1%
011	89,0	32,3	3.000	102	556	19.829,4	21.050,2	6,2%
012	86,7	32,7	3.000	126	636	17.463,5	19.167,6	9,8%
013	89,8	32,0	3.000	106	545	20.901,3	21.873,9	4,7%
014	87,6	32,4	3.000	110	569	19.742,9	20.651,3	4,6%
015	87,4	32,3	3.000	108	534	21.519,6	23.875,9	10,9%
016	88,8	32,0	3.000	110	551	21.040,8	20.650,6	-1,9%
017	88,2	32,4	3.000	117	581	19.397,3	20.810,0	7,3%
018	89,1	32,9	3.000	119	590	18.066,6	20.010,6	10,8%
019	88,4	32,4	3.000	145	749	14.867,6	16.269,7	9,4%
020	90,4	32,2	3.000	108	552	20.148,6	20.663,1	2,6%
021	89,4	32,2	3.000	101	550	20.147,1	21.183,4	5,1%
022	90,4	32,3	3.000	97	511	21.408,6	23.891,8	11,6%
023	88,5	31,8	3.000	109	540	22.012,1	22.814,2	3,6%
024	88,9	32,0	3.000	147	746	15.473,4	16.297,4	5,3%
025	89,6	32,1	3.000	115	557	20.611,9	22.269,2	8,0%
026	88,9	31,9	3.000	124	598	19.738,4	20.591,7	4,3%
027	88,8	32,7	3.000	136	678	16.043,8	17.672,0	10,1%
028	86,7	32,0	3.000	104	529	22.361,8	23.078,4	3,2%
029	87,7	32,0	3.000	115	557	21.256,5	22.963,2	8,0%
030	90,2	32,7	3.000	105	549	19.281,1	21.720,5	12,7%
031	88,3	32,4	3.000	115	597	18.651,8	20.050,2	7,5%
032	88,6	32,0	3.000	106	546	21.136,2	22.282,3	5,4%
033	89,0	32,7	3.000	146	725	14.984,8	16.996,7	13,4%
034	87,4	32,4	3.000	102	487	23.591,6	25.367,7	7,5%
035	88,9	32,3	3.000	130	680	16.386,7	16.294,4	-0,6%
036	85,1	32,3	3.000	159	802	14.642,5	15.696,2	7,2%
037	87,5	32,2	3.000	83	426	26.946,0	27.860,2	3,4%
038	88,8	32,5	3.000	161	819	13.460,9	14.622,5	8,6%
039	86,9	32,0	3.000	115	603	19.430,1	20.188,3	3,9%
040	89,6	32,4	3.000	98	496	22.260,6	24.250,2	8,9%

Tabela B.1 – Classificação estática e dinâmica das lâminas de *Lyptus* – continuação

peça nº	b (mm)	h (mm)	vão L (mm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	E (estático) (MPa)	E (dinâmico) (MPa)	%
041	88,4	32,3	3.000	110	556	20.322,1	21.029,1	3,5%
042	89,9	32,2	3.000	176	882	12.741,8	14.430,4	13,3%
043	87,0	32,3	3.000	118	588	19.594,7	21.190,7	8,1%
044	87,4	32,7	3.000	111	544	20.404,3	24.008,0	17,7%
045	87,2	32,4	3.000	140	718	15.750,1	17.188,1	9,1%
046	86,6	31,9	3.000	96	492	24.253,7	25.668,6	5,8%
047	87,1	32,7	3.000	97	502	21.890,1	24.899,5	13,7%
048	88,2	31,8	3.000	130	660	17.961,3	19.066,8	6,2%
049	88,8	32,1	3.000	130	660	17.344,4	18.431,6	6,3%
050	87,8	31,9	3.000	128	659	17.840,3	18.091,2	1,4%
051	88,1	32,3	3.000	111	570	19.813,8	21.773,4	9,9%
052	88,7	32,5	3.000	120	620	17.734,5	18.961,5	6,9%
053	87,3	32,3	3.000	125	645	17.649,8	18.973,4	7,5%
054	89,3	32,3	3.000	119	623	17.802,2	19.317,4	8,5%
055	90,2	32,2	3.000	135	695	16.010,4	17.051,4	6,5%
056	89,5	32,3	3.000	131	665	16.764,6	18.543,2	10,6%
057	88,6	32,4	3.000	100	520	21.332,7	23.033,6	8,0%
058	88,3	32,3	3.000	109	559	20.164,3	20.603,3	2,2%
059	88,6	32,3	3.000	110	559	20.140,8	20.936,0	3,9%
060	87,5	32,0	3.000	146	760	15.336,9	16.227,5	5,8%
061	88,8	32,4	3.000	132	666	16.740,7	18.808,5	12,4%
062	88,6	32,2	3.000	108	561	20.149,5	20.373,5	1,1%
063	88,6	31,9	3.000	106	552	21.048,6	22.006,9	4,6%
064	88,8	32,7	3.000	116	595	18.154,0	19.698,6	8,5%
065	88,5	32,3	3.000	107	551	20.390,6	22.133,5	8,5%
066	89,9	32,6	3.000	138	708	15.208,2	16.919,7	11,3%
067	88,8	32,1	3.000	105	538	21.229,9	22.364,8	5,3%
068	87,7	32,1	3.000	97	483	24.113,6	24.610,8	2,1%
069	88,7	32,5	3.000	143	718	15.421,3	17.286,6	12,1%
070	88,1	31,3	3.000	98	489	25.561,0	25.363,0	-0,8%
071	88,8	32,4	3.000	122	591	19.060,9	19.482,6	2,2%
072	88,2	32,1	3.000	107	546	21.082,2	22.076,7	4,7%
073	89,6	32,4	3.000	135	674	16.437,4	18.089,7	10,1%
074	89,3	32,4	3.000	123	615	18.068,1	18.760,2	3,8%
075	87,2	32,2	3.000	120	597	19.442,9	21.294,1	9,5%
076	87,7	31,5	3.000	110	565	21.648,2	21.960,6	1,4%
077	88,0	32,7	3.000	139	700	15.641,4	18.363,8	17,4%
078	88,8	32,2	3.000	107	538	21.130,3	22.954,2	8,6%
079	88,7	32,0	3.000	129	652	17.761,9	18.905,1	6,4%
080	88,3	32,0	3.000	88	450	25.777,7	26.843,4	4,1%

Tabela B.1 – Classificação estática e dinâmica das lâminas de *Lyptus* – continuação

peça n ^o	b (mm)	h (mm)	vão L (mm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	E (estático) (MPa)	E (dinâmico) (MPa)	%
081	89,2	32,5	3.000	108	556	19.682,1	19.840,3	0,8%
082	88,9	32,2	3.000	128	678	16.539,9	18.039,5	9,1%
083	87,3	32,0	3.000	116	591	19.870,4	21.076,9	6,1%
084	88,0	32,3	3.000	106	525	21.730,0	23.193,2	6,7%
085	88,8	32,4	3.000	133	683	16.253,7	18.336,1	12,8%
086	88,4	32,3	3.000	113	568	19.920,1	20.844,4	4,6%
087	87,8	32,0	3.000	111	565	20.671,1	22.066,0	6,7%
088	87,2	32,0	3.000	115	605	19.284,2	20.988,1	8,8%
089	90,2	32,0	3.000	101	518	21.906,4	23.950,9	9,3%
090	88,9	31,1	3.000	111	559	22.537,3	22.286,4	-1,1%
091	89,6	32,0	3.000	116	575	20.035,2	23.234,6	16,0%
092	89,6	32,1	3.000	117	600	18.862,3	19.336,7	2,5%
093	87,1	32,2	3.000	135	690	16.729,6	17.280,3	3,3%
094	88,6	32,3	3.000	122	610	18.531,2	19.524,3	5,4%
095	88,4	32,3	3.000	91	478	23.420,3	24.806,5	5,9%
096	88,5	32,6	3.000	113	552	20.058,7	21.894,2	9,2%
097	90,0	32,2	3.000	101	514	21.757,2	23.888,8	9,8%
098	88,9	31,1	3.000	121	602	20.991,1	21.116,6	0,6%
099	88,9	32,3	3.000	124	604	18.776,4	21.039,3	12,1%
100	87,4	32,4	3.000	127	650	17.366,6	19.476,6	12,1%
101	90,2	32,4	3.000	104	518	21.258,0	23.461,8	10,4%
102	89,1	32,3	3.000	137	689	16.290,7	18.010,2	10,6%
103	90,7	32,4	3.000	111	556	19.668,1	22.148,0	12,6%
104	88,4	32,3	3.000	118	623	17.947,9	19.137,3	6,6%
105	89,3	32,0	3.000	133	691	16.535,9	17.830,9	7,8%
106	88,9	32,2	3.000	101	503	22.629,2	25.039,1	10,6%
107	88,0	31,7	3.000	93	480	24.888,1	25.685,1	3,2%
108	89,2	31,8	3.000	130	650	18.101,5	18.704,7	3,3%
109	90,0	32,0	3.000	123	622	18.347,2	18.975,0	3,4%
110	89,6	32,3	3.000	151	766	14.540,3	15.693,5	7,9%
111	89,2	32,2	3.000	120	591	19.249,1	20.821,7	8,2%
112	88,6	32,0	3.000	113	561	20.758,8	21.796,4	5,0%
113	89,2	32,1	3.000	189	969	11.732,5	13.467,8	14,8%
114	88,5	32,5	3.000	114	586	18.829,1	21.645,4	15,0%
115	89,0	32,2	3.000	141	745	15.044,2	16.529,4	9,9%
116	88,0	32,4	3.000	122	611	18.447,5	19.330,1	4,8%
117	89,4	32,4	3.000	110	577	19.014,0	20.497,6	7,8%
118	90,2	32,3	3.000	126	636	17.417,2	18.965,5	8,9%
119	88,9	32,0	3.000	111	559	20.688,7	21.574,6	4,3%
120	88,4	31,8	3.000	129	667	17.654,2	19.945,8	13,0%

Tabela B.1 – Classificação estática e dinâmica das lâminas de *Lyptus* – continuação

peça nº	b (mm)	h (mm)	vão L (mm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	E (estático) (MPa)	E (dinâmico) (MPa)	%
121	88,8	32,5	3.000	127	644	17.132,1	20.265,4	18,3%
122	88,2	32,3	3.000	112	568	19.921,5	21.924,2	10,1%
123	89,4	31,9	3.000	118	600	19.302,2	21.216,5	9,9%
124	88,2	32,6	3.000	129	697	15.555,9	18.541,5	19,2%
125	89,2	31,7	3.000	117	598	19.755,0	20.376,1	3,1%
126	88,9	32,1	3.000	122	620	18.438,2	19.390,4	5,2%
127	88,7	32,1	3.000	120	614	18.629,4	20.501,8	10,1%
128	87,4	32,8	3.000	125	525	21.886,2	20.232,6	-7,6%
129	90,2	32,3	3.000	181	891	12.511,0	13.138,9	5,0%
130	87,9	32,8	3.000	175	888	12.208,5	14.294,7	17,1%
131	89,1	32,7	3.000	128	639	16.959,8	18.785,6	10,8%
132	86,7	32,5	3.000	117	578	19.678,6	22.156,5	12,6%
133	88,2	32,6	3.000	116	595	18.446,2	22.328,7	21,0%
134	86,8	32,1	3.000	145	728	16.131,0	18.379,5	13,9%
135	90,1	32,1	3.000	113	572	19.738,4	21.287,7	7,8%
136	86,5	32,5	3.000	108	571	19.638,9	23.745,2	20,9%
137	88,5	32,7	3.000	203	1029	10.563,2	12.414,4	17,5%
138	88,7	32,4	3.000	106	548	20.248,0	22.331,9	10,3%
139	88,7	32,1	3.000	111	579	19.664,3	20.113,6	2,3%
140	90,0	32,2	3.000	113	568	19.748,9	23.154,2	17,2%
141	88,0	32,8	3.000	110	566	19.067,5	21.550,4	13,0%
142	89,1	31,7	3.000	118	595	19.943,0	23.618,4	18,4%
143	88,7	32,2	3.000	116	578	19.734,7	23.085,7	17,0%
144	89,2	32,5	3.000	131	652	16.924,3	19.341,7	14,3%
145	90,5	32,6	3.000	118	604	17.718,5	21.261,0	20,0%
146	88,7	32,9	3.000	126	643	16.533,4	19.598,9	18,5%
147	88,9	32,8	3.000	116	595	17.968,2	20.023,6	11,4%
148	89,7	32,7	3.000	115	584	18.355,0	21.137,8	15,2%
149	89,1	32,5	3.000	131	707	15.325,5	17.069,1	11,4%
150	88,5	32,6	3.000	96	502	21.689,1	24.321,5	12,1%
151	89,5	32,5	3.000	101	518	21.074,4	22.938,0	8,8%
152	90,1	31,9	3.000	131	620	18.878,1	18.068,0	-4,3%
153	87,4	32,0	3.000	134	662	17.855,4	19.287,1	8,0%
154	88,1	32,3	3.000	128	629	18.152,8	20.442,8	12,6%
155	89,5	32,0	3.000	115	585	19.588,1	20.689,0	5,6%
156	89,0	32,2	3.000	141	705	16.111,2	17.226,8	6,9%
157	87,7	32,3	3.000	107	551	20.576,6	22.479,0	9,2%
158	88,6	32,5	3.000	133	664	16.718,0	18.725,2	12,0%
159	88,7	32,5	3.000	127	640	17.285,1	19.673,2	13,8%
160	90,0	32,3	2.000	32	163	20.135,8	22.693,8	12,7%

Tabela B.1 – Classificação estática e dinâmica das lâminas de *Lyptus* – continuação

peça nº	b (mm)	h (mm)	vão L (mm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	E (estático) (MPa)	E (dinâmico) (MPa)	%
161	90,9	32,5	2.000	30	144	22.489,1	25.383,6	12,9%
162	90,1	32,6	3.000	124	609	17.833,8	19.635,6	10,1%
163	86,4	32,4	3.000	129	633	18.229,9	19.670,3	7,9%
164	88,7	32,2	3.000	118	566	20.351,4	23.062,2	13,3%
165	89,6	32,3	3.000	147	735	15.208,0	16.523,3	8,6%
166	89,4	32,3	3.000	117	588	19.028,2	20.657,2	8,6%
167	89,3	32,2	3.000	127	640	17.653,4	19.042,3	7,9%
168	90,0	32,4	3.000	112	562	19.600,8	21.001,7	7,1%
169	90,5	32,3	3.000	112	563	19.630,5	21.702,9	10,6%
170	89,3	32,2	3.000	107	544	20.723,5	23.936,2	15,5%
171	88,3	32,3	3.000	115	570	19.942,7	21.421,1	7,4%
172	89,9	32,3	3.000	119	609	18.188,6	20.531,5	12,9%
173	86,5	32,2	3.000	124	620	18.849,4	19.777,9	4,9%
174	88,7	32,3	3.000	122	600	18.897,5	19.299,8	2,1%
175	89,4	32,2	3.000	101	501	22.615,1	23.485,4	3,8%
176	88,2	32,4	3.000	104	527	21.277,5	23.420,7	10,1%
177	89,1	32,1	3.000	119	604	18.889,9	19.366,9	2,5%
178	86,9	32,0	3.000	146	743	15.882,5	16.174,8	1,8%
179	89,3	32,2	3.000	84	430	26.173,9	27.914,2	6,6%
180	88,1	32,2	3.000	119	594	19.325,3	20.817,9	7,7%
181	88,7	32,3	3.000	132	637	17.887,2	18.755,0	4,9%
182	91,0	32,4	3.000	139	677	16.214,6	17.322,5	6,8%
183	87,5	32,2	3.000	134	681	16.896,7	17.196,9	1,8%
184	89,0	32,3	3.000	109	583	18.992,7	20.597,4	8,4%
185	89,3	32,2	3.000	129	629	18.112,3	19.031,8	5,1%
186	89,0	32,4	3.000	112	574	19.306,2	21.730,7	12,6%
187	90,0	32,2	3.000	121	659	16.702,1	18.611,4	11,4%
188	88,2	32,3	3.000	150	841	13.146,5	14.365,3	9,3%
189	89,4	32,3	3.000	117	581	19.315,3	20.791,9	7,6%
190	89,3	32,6	3.000	131	623	17.737,6	19.429,3	9,5%
191	89,1	32,2	3.000	116	602	18.675,9	21.802,2	16,7%
192	89,4	32,4	3.000	118	606	18.195,8	20.240,6	11,2%
193	89,2	32,4	3.000	92	482	22.819,1	24.818,6	8,8%
194	88,5	32,2	3.000	118	594	19.197,6	21.167,9	10,3%
195	89,7	32,3	3.000	140	696	16.065,3	17.116,0	6,5%
196	90,3	32,4	3.000	91	554	18.987,2	21.107,9	11,2%
197	89,1	32,1	3.000	107	547	20.821,8	21.396,8	2,8%
198	89,0	32,5	3.000	120	573	19.508,6	21.288,4	9,1%
199	89,9	32,1	3.000	105	528	21.465,9	23.644,6	10,1%
200	88,4	32,2	3.000	129	640	17.902,9	19.219,6	7,4%

Tabela B.1 – Classificação estática e dinâmica das lâminas de *Lyptus* – continuação

peça nº	b (mm)	h (mm)	vão L (mm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	E (estático) (MPa)	E (dinâmico) (MPa)	%
201	89,0	32,4	3.000	123	626	17.732,5	19.467,7	9,8%
202	89,7	32,3	3.000	128	640	17.445,9	19.258,5	10,4%
203	89,1	32,4	3.000	106	534	20.816,5	23.509,1	12,9%
204	89,1	32,1	3.000	128	630	18.250,2	18.790,4	3,0%
205	88,6	32,5	3.000	89	554	19.090,9	21.397,6	12,1%
206	90,1	32,8	3.000	160	791	13.458,2	14.653,4	8,9%
207	88,5	32,1	3.000	138	707	16.210,4	16.426,8	1,3%
208	85,8	32,1	3.000	132	738	15.699,6	15.819,4	0,8%
209	89,6	32,2	3.000	105	581	18.961,9	20.571,6	8,5%
210	90,0	32,5	3.000	122	625	17.374,1	20.476,6	17,9%
211	88,9	32,4	3.000	110	606	18.003,0	19.578,5	8,8%
212	88,8	32,3	3.000	136	732	15.139,0	16.269,8	7,5%
213	81,3	32,8	3.000	101	549	21.007,5	23.230,3	10,6%
214	89,5	32,2	3.000	89	500	21.985,2	22.683,8	3,2%

Média: **18.875,8** **20.423,9**
Desvio-padrão: 3.838,9 4.079,1
cov (%): 20,3 20,0

Tabela B.2 – Classificação estática das lâminas após a colagem das emendas

peça nº	b (mm)	h (mm)	Comprimento lâmina (cm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	MOE (MPa)
001 - 090	90	33	541	92	378	21.891,5
003 - 065	86	32	542	98	398	23.952,8
004 - 090	90	32	542	96	394	23.041,8
005 - 011	89	32	542	113	461	19.952,9
007 - 149	85	32	542	141	563	17.228,4
009 - 152	87	32	541	108	455	20.470,4
012 - 050	85	32	542	134	535	18.130,6
013 - 065	88	32	542	112	453	20.593,9
014 - 139	88	32	542	107	443	20.900,3
017 - 123	88	32	542	114	461	20.237,8
019 - 188A	88	32	542	135	555	16.720,3
022 - 032	90	32	541	104	420	21.729,3
023 - 047A	90	32	542	98	397	22.964,7
025 - 062	90	32	541	110	460	19.618,4
026 - 103	88	32	542	119	486	19.134,9
027 - 006	88	32	547	137	560	16.601,7
034 - 040	87	32	542	94	386	24.326,1
035 - 134	90	32	542	118	484	18.760,8
036 - 042	85	32	542	155	630	15.306,0
037 - 080	87	32	541	83	342	27.425,6
041 - 138	90	32	542	112	461	19.674,7
045 - 024	87	32	542	128	537	17.367,3
046 - 080	87	32	541	92	374	25.188,8
048 - 064	88	32	541	120	496	18.676,9
051 - 011	87	32	542	107	442	21.203,7
054 - 018	90	32	542	113	471	19.180,0
055 - 024	90	32	541	148	593	15.430,2
056 - 053	90	32	541	126	524	17.252,4
058 - 020	90	32	543	105	428	21.258,4
059 - 086	88	32	542	109	452	20.473,8
061 - 002	88	32	542	122	510	18.099,3
063 - 029	89	32	541	107	434	21.234,3
066 - 178A	90	32	542	137	558	16.309,9
067 - 015	89	32	542	107	425	21.835,2
068 - 040	90	32	541	98	400	22.736,6
069 - 060	89	32	541	140	560	16.532,4
071 - 152	90	32	543	111	459	19.731,2
073 - 156	89	32	526	126	521	17.578,8
075 - 030	86	32	542	120	494	19.213,4
076 - 047B	87	32	542	104	430	21.789,0
077 - 060	88	32	542	137	560	16.601,7
078 - 057	88	32	542	100	414	22.364,7
079 - 154	88	32	542	135	552	16.840,6
084 - 128	87	32	542	98	420	22.059,7
087 - 021	87	32	541	106	433	21.722,4
089 - 097	90	32	542	96	391	23.276,1

Tabela B.2 – Classificação estática das lâminas após a colagem das emendas (continuação)

peça nº	b (mm)	h (mm)	Comprimento lâmina (cm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	MOE (MPa)
091 - 096	90	31	542	109	444	22.545,1
092 - 166	89	32	542	118	472	19.614,7
094 - 127	88	32	542	118	574	15.400,2
098 - 072	88	32	542	107	437	21.280,3
099 - 166	87	32	541	114	465	20.237,1
100 - 167	87	32	549	115	483	19.302,3
101 - 057	88	32	541	95	392	23.644,8
102 - 156	89	32	557	135	542	17.060,5
105 - 082	88	32	541	128	558	16.331,4
106 - 028	88	32	542	98	396	23.565,5
108 - 153	89	32	542	124	498	18.565,8
109 - 074	90	32	542	120	487	18.709,7
111 - 141	89	32	541	110	451	20.362,5
112 - 016	89	32	541	112	448	20.665,5
113 - 137	89	32	541	174	718	12.764,0
116 - 133	89	32	542	120	500	18.272,6
118 - 093	90	32	542	121	481	19.073,5
120 - 167	88	31	535	114	462	22.196,2
122 - 083	88	32	543	111	444	21.088,6
124 - 115	87	32	542	149	564	17.116,2
125 - 039	88	32	542	119	493	18.776,8
126 - 148	89	32	543	118	497	18.320,9
129 - 130	90	32	542	168	674	13.570,1
132 - 168	87	32	542	108	440	21.395,3
135 - 081	90	32	543	111	467	19.287,8
136 - 143	86	32	542	116	451	21.450,2
142 - 096	88	31	541	110	458	22.196,2
144 - 053	88	32	543	124	505	18.431,8
145 - 154	90	32	542	110	443	20.620,0
146 - 085	88	32	542	134	540	17.296,8
147 - 064	88	32	542	115	460	20.355,1
150 - 097	88	32	542	96	394	23.565,5
151 - 072	89	32	540	103	416	22.184,0
155 - 030	89	32	541	115	470	19.559,5
158 - 002	88	32	541	123	501	18.578,1
159 - 121	88	32	542	120	499	18.529,1
160 - 044	89	33	543	100	399	21.174,9
161 - 010	90	32	542	104	415	22.078,6
162 - 049A	90	32	542	114	475	19.020,7
163 - 104	86	32	543	122	498	19.111,2
164 - 119B	87	32	542	110	534	16.752,9
165 - 149	89	32	541	151	592	15.745,1
169 - 038	90	32	542	113	440	20.998,3
170 - 029	89	32	543	102	405	22.916,2
171 - 044	88	32	541	115	464	20.121,8
172 - 104	89	32	543	120	485	19.023,6

Tabela B.2 – Classificação estática das lâminas após a colagem das emendas (continuação)

peça nº	b (mm)	h (mm)	Comprimento lâmina (cm)	Leitura 1 (x 0,01) (mm)	Leitura 2 (x 0,01) (mm)	MOE (MPa)
173 - 168	88	32	543	122	500	18.578,1
175 - 107	90	32	542	94	390	23.197,5
176 - 128	89	32	542	104	431	21.234,3
177 - 174	89	32	542	112	470	19.395,5
179 - 070	90	32	542	82	329	27.799,4
180 - 088	88	32	543	121	484	19.345,8
181 - 018	90	32	542	125	502	18.213,4
182 - 178A	91	32	542	137	545	16.644,6
183 - 049B	89	32	542	131	536	17.144,7
184 - 031	90	32	542	109	444	20.496,9
185 - 104	90	32	543	130	498	18.658,8
186 - 043	90	32	540	110	444	20.558,2
187 - 082	90	32	543	131	530	17.209,2
189 - 139	90	32	543	117	464	19.788,1
190 - 052	89	32	543	119	500	18.224,7
191 - 168	88	32	543	105	436	21.216,0
192 - 104	90	32	542	118	477	19.126,6
193 - 107	89	32	542	102	408	22.691,5
194 - 043	90	32	542	110	454	19.960,6
195 - 006	90	32	536	115	470	19.342,1
196 - 174	90	32	543	115	458	20.018,8
197 - 119A	89	32	540	111	447	20.665,5
198 - 143	89	32	543	111	465	19.614,7
199 - 015	88	32	542	104	420	22.223,1
200 - 018	89	32	543	124	507	18.129,5
201 - 049B	90	32	543	124	491	18.709,7
202 - 049B	90	32	543	124	511	17.742,8
203 - 029	89	32	542	103	434	20.977,7
204 - 127	90	32	541	120	496	18.261,8
205 - 174	90	32	543	113	441	20.934,3
206 - 188C	90	32	543	164	665	13.705,5
207 - 178B	89	32	542	134	540	17.102,5
208 - 085	86	32	542	143	572	16.750,2
209 - 174	90	32	542	116	458	20.077,4
210 - 052	89	32	542	120	475	19.559,5
211 - 050	88	32	542	121	490	19.031,2
212 - 149	90	32	542	136	569	15.857,9
213 - 016	88	32	542	97	442	20.355,1
214 - 107	90	32	542	100	400	22.888,2

Média: **19.716,9**

Desvio-padrão: 3.476,2

cov (%): 17,6

APÊNDICE C – Caracterização dos concretos

Tabela C.1 – Concreto utilizado nos corpos-de-prova mistos de MLC-concreto: resistência à compressão aos 28 dias

C.P.	Resistência à compressão aos 28 dias - $f_{c,28}$ (MPa)
1	33,2
2	32,8
3	33,2
4	34,3
5	33,3
6	33,9
7	34,9
8	34,1
9	34,9
10	32,5
11	35,1
12	34,8
Média:	33,9
Desvio-padrão:	0,9
cov (%):	2,5

C.P.	Módulo de elasticidade tangente inicial - E_{ci} (MPa)
1	29.574,0
2	31.501,7
3	32.809,4
4	31.828,3
5	31.036,2
6	31.396,7
Média:	31.357,7
Desvio-padrão:	969,2
cov (%):	3,1

Tabela C.2 – Concreto utilizado na produção das vigas mistas de MLC-concreto: resistência à compressão aos 28 dias.

C.P.	Resistência à compressão aos 28 dias - $f_{c,28}$ (MPa)	Módulo de elasticidade tangente inicial - E_{ci} (MPa)
1	44,1	36.901,2
2	46,3	35.173,2
3	41,5	34.047,2
4	46,1	37.713,4
5	46,6	37.750,5
6	46,4	37.030,7
Média:	45,2	36.436,0
Desvio-padrão:	1,8	1.368,1
cov (%):	4,1	3,8

APÊNDICE D – Parâmetros da MLC

Tabela D.1 – Caracterização da MLC: resistência ao cisalhamento na lâmina de cola paralelo às fibras da madeira laminada colada

C.P.	Resistência ao cisalhamento na lâmina de cola - $f_{gv,0}$ (MPa)
01	12,5
02	4,5
03	10,8
04	5,2
05	9,4
06	8,9
07	6,7
08	9,9
09	7,5

Média:	8,4
Desvio-padrão:	2,5
cov (%):	29,5

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_{gv,0} = 7,7 \text{ MPa}$$

Tabela D.2 – Caracterização da MLC: resistência da lâmina de cola da madeira laminada colada à tração normal

C.P.	Resistência à tração normal - $f_{gt,90}$ (MPa)
01	1,5
02	1,7
03	2,4
04	1,7
05	2,1
06	3,0
07	1,9
08	1,6
09	0,3

Média:	1,8
Desvio-padrão:	0,7
cov (%):	38,3

Valores corrigidos para o teor de umidade de 12%:

$$f_{gt12} = \mathbf{1,6} \text{ MPa}$$

APÊNDICE E – Composição das vigas de MLC

COMPOSIÇÃO DAS VIGAS DE MLC

VIGA 1		VIGA 2		VIGA 3		VIGA 4	
1	27.799	1	25.189	1	23.953	1	23.565
2	22.079	2	21.891	2	21.789	2	21.722
3	20.665	3	20.594	3	20.497	3	20.470
4	19.615	4	19.559	4	19.346	4	19.302
5	18.777	5	18.578	5	18.529	5	18.321
6	17.367	6	17.102	6	17.060	6	16.841
7	18.578	7	18.566	7	18.432	7	17.297
8	19.559	8	19.396	8	19.675	8	19.288
9	20.620	9	20.558	9	20.474	9	20.362
10	20.998	10	21.089	10	21.729	10	21.450
11	27.426	11	24.326	11	23.645	11	23.565
$E_m =$	21.225,8 MPa	$E_m =$	20.622,6 MPa	$E_m =$	20.466,2 MPa	$E_m =$	20.198,6 MPa

VIGA 5		VIGA 6		VIGA 7		VIGA 8	
1	23.276	1	23.042	1	22.916	1	22.737
2	21.395	2	21.258	2	22.545	2	21.204
3	20.355	3	20.238	3	20.122	3	20.019
4	19.213	4	19.021	4	19.111	4	19.031
5	18.262	5	18.213	5	18.761	5	17.743
6	16.602	6	16.750	6	16.720	6	16.310
7	18.225	7	18.131	7	18.099	7	17.579
8	19.180	8	19.127	8	19.073	8	19.024
9	20.355	9	20.237	9	19.788	9	19.961
10	21.280	10	21.234	10	21.216	10	21.175
11	22.365	11	22.965	11	22.888	11	22.692
$E_m =$	20.046,2 MPa	$E_m =$	20.019,6 MPa	$E_m =$	20.112,8 MPa	$E_m =$	19.770,2 MPa

VIGA 9		VIGA 10	
1	22.223	1	22.196
2	20.978	2	20.900
3	19.731	3	18.710
4	17.252	4	19.618
5	16.753	5	16.532
6	16.331	6	17.209
7	17.228	7	18.677
8	18.710	8	17.145
9	19.342	9	20.665
10	20.934	10	19.615
11	22.196	11	22.184
$E_m =$	19.243,6 MPa	$E_m =$	19.404,7 MPa

Observações: a) Os números indicados dentro dos retângulos representam os módulos de elasticidade das lâminas, em MPa.
 b) E_m representa o módulo de elasticidade médio da viga, em MPa.

APÊNDICE F – Mapeamento das emendas nas vigas de MLC

MAPEAMENTO DAS EMENDAS NAS VIGAS DE MLC
(escala horizontal 1:40 – escala vertical 1:10)

VIGA 1

	366	
147		371
	175	
		372
	175	
		341
56		
		397
	279	
		489

VIGA 2

	174	
		341
119		
		489
		338
103		
		489
79		
		372
	174	
		355

VIGA 3

		371
	173	
		387
	195	
		331
	174	
		372
	225	
		325
	203	
		371

VIGA 4

		370
	185	
		342
	204	
		339
	174	
		341
	206	
		371
	174	
		342

VIGA 5

		357
	204	
		370
	174	
		446
	173	
		489
	212	
		420
	173	
		371

Observação: A cota, em centímetros, indicada no interior de cada lâmina representa a distância da fingerjoint à extremidade esquerda da viga.

VIGA 6

		371
	174	
		326
	113	
		489
	135	
		278
56		
		372
	178	
		371

VIGA 7

		489
	175	
		490
56		
		371
	174	
		372
		248
		489
56		
		457

VIGA 8

		370
	174	
		489
69		
		489
		208
		355
		479
	118	
		279
		423

VIGA 9

		468
55		
		370
	174	
		371
		265
		370
		207
		366
56		
		332

VIGA 10

		372
	215	
		333
56		
		489
	174	
		489
	173	
		371
		235
		371

APÊNDICE G – Modo de ruptura das vigas

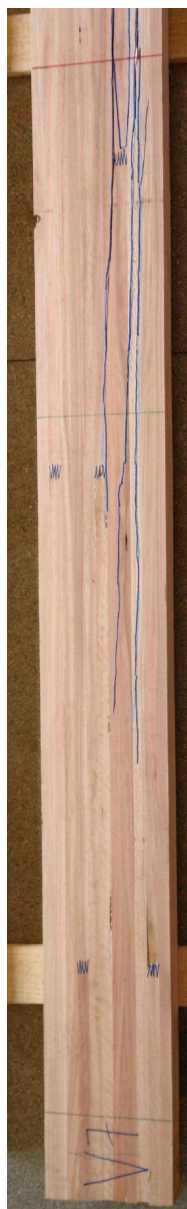
MODO DE RUPTURA DAS VIGAS DE MLC

Figura G.1 (a) – Ruptura da viga V7: lado esquerdo

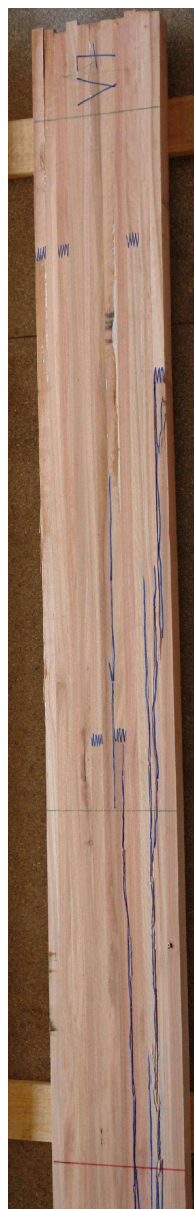


Figura G.1 (b) – Ruptura da viga V7: lado direito

Observações:

- a) A linha vermelha indica o centro da viga.
- b) As posições das emendas coladas e as linhas de ruptura estão assinaladas na cor azul.

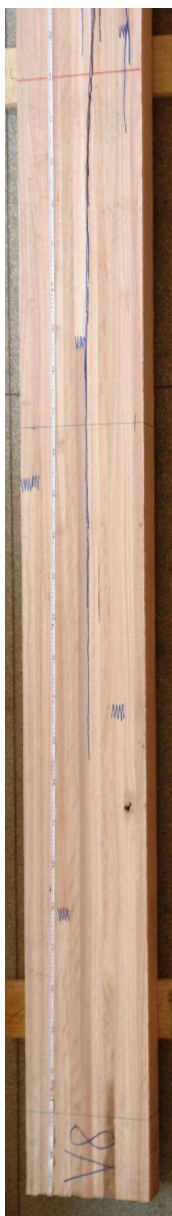


Figura G.2(a) – Ruptura da viga V8: lado esquerdo

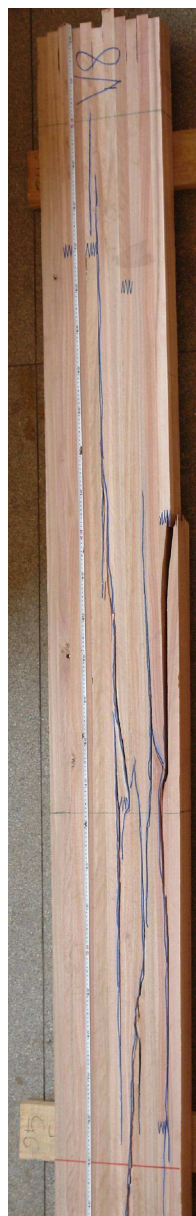


Figura G.2(b) – Ruptura da viga V8: lado direito

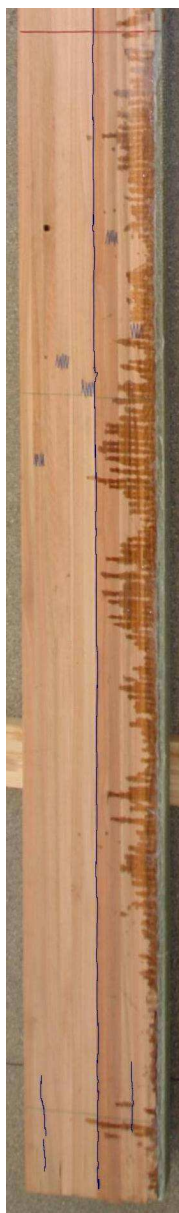


Figura G.3(a) – Ruptura da viga V3: lado esquerdo

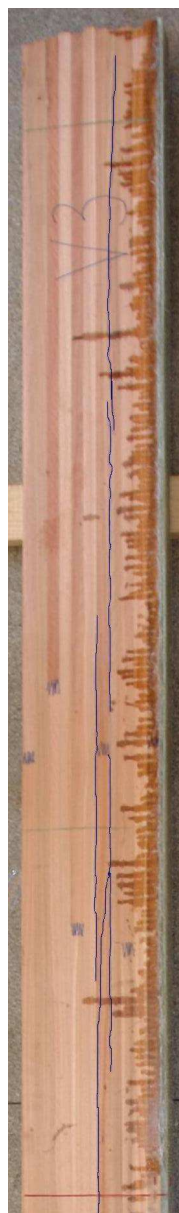


Figura G.3(b) – Ruptura da viga V3: lado direito



Figura G.4(a) – Ruptura da viga V5: lado esquerdo



Figura G.4(b) – Ruptura da viga V5: lado direito



Figura G.5(a) – Ruptura da viga V1: lado esquerdo



Figura G.5(b) – Ruptura da viga V1: lado direito



Figura G.6(a) – Ruptura da viga V2: lado esquerdo



Figura G.6(b) – Ruptura da viga V2: lado direito



Figura G.7(a) – Ruptura da viga V4: lado esquerdo



Figura G.7(b) – Ruptura da viga V4: lado direito



Figura G.8(a) – Ruptura da viga V6: lado esquerdo



Figura G.8(b) – Ruptura da viga V6: lado direito

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)