

**Julio Cesar Molina**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA LIGAÇÃO FORMADA POR  
BARRAS DE AÇO COLADAS PARA TABULEIROS MISTOS DE MADEIRA E  
CONCRETO PARA PONTES**

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.

Orientador: Prof. Titular Carlito Calil Junior

São Carlos  
2008



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

M722a Molina, Julio César  
Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes / Julio César Molina ; orientador Carlito Calil Junior. -- São Carlos, 2008.

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, 2008.

1. Ancoragem de barras de aço. 2. Conectores de cisalhamento. 3. Rigidez da conexão. 4. Tabuleiros mistos de madeira-concreto. 5. Adesivos estruturais. I. Título.



**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato: Engenheiro **JULIO CESAR MOLINA**

Tese defendida e julgada em 26/05/2008 perante a Comissão Julgadora:

 Prof. Titular <b>CARLITO CALIL JUNIOR (Orientador)</b> (Escola de Engenharia de São Carlos/USP)	<u>APROVADO</u>
 Prof. Dr. <b>ANTONIO ALVES DIAS</b> (Escola de Engenharia de São Carlos/USP)	<u>APROVADO</u>
 Prof. Associado <b>JOSÉ ANTONIO MATTHIESEN</b> (Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" /UNESP/Campus de Ilha Solteira)	<u>Aprovado</u>
 Prof. Associado <b>NILSON TADEU MASCIA</b> (Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)	<u>Aprovado</u>
 Prof. Titular <b>JOÃO BENTO DE HANAI</b> (Escola de Engenharia de São Carlos/USP)	<u>Aprovado</u>

  
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



*Aos meus pais Afonso e Cleusa (in memoriam)  
e à minha irmã Alessandra dedico este trabalho.*





## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pela presença constante em minha vida.

À Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo pelos serviços de apoio à pesquisa e à pós-graduação.

Ao professor Carlito Calil Junior pela oportunidade, orientação e, sobretudo, pela amizade. Agradeço ainda por sua confiança e entusiasmo nos momentos de dificuldades.

Aos professores do SET-EESC Antonio Alves Dias, Francisco Rocco Lahr e Sérgio Proença, e, aos amigos, Andrés Batista Cheung, Ronaldo Regobello, Fernanda Madrona, Rodrigo Tadeu e Felipe Coan, pelas sugestões durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos Alexandre Freitas, Pedro Gutemberg, Marcio Rogério e Edna Moura por tornarem os meus dias mais agradáveis durante minha estadia em São Carlos.

A todos os técnicos e funcionários do LaMEM-EESC pelo apoio técnico, administrativo, e pelos bons momentos proporcionados, em especial, Silvio e Samuel.

A Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pela concessão da bolsa de doutorado e pelo apoio financeiro no decorrer do trabalho.

Como sempre um agradecimento especial para a minha mãe que sempre me incentivou a continuar meus estudos.



*“Siga os bons e aprenda com eles”.*

*(Provérbio Chinês)*



## RESUMO

Neste trabalho avaliou-se o comportamento estrutural do sistema misto madeira-concreto para tabuleiros de pontes, com ênfase na análise dinâmica dos conectores de cisalhamento, para dois tipos de conectores: “vertical” e em “X”. Foram efetuadas duas principais abordagens, numérica e experimental, além de um amplo levantamento teórico sobre o tema com base na literatura disponível. Os ensaios experimentais foram realizados em corpos-de-prova de madeira como também em corpos-de-prova mistos e vigas mistas de madeira-concreto. Todos os corpos-de-prova e vigas foram submetidos a solicitações estáticas e dinâmicas, considerando-se os diversos materiais envolvidos na ligação. A análise numérica dos sistemas mistos foi efetuada com base no Método dos Elementos Finitos, a partir da utilização do software ANSYS. Os resultados experimentais mostraram que ambos os sistemas de conexão perderam efetivamente rigidez para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados, sendo a maior parcela desta perda verificada para os ciclos iniciais. Além disso, o sistema de conexão “vertical” apresentou maior facilidade de execução quando comparado com o sistema de conexão em “X”. A partir dos resultados numéricos constatou-se que a perda de rigidez ocorreu devido ao acúmulo do dano localizado nos materiais, nas regiões dos conectores. Os resultados numéricos mostraram uma boa concordância com os resultados experimentais. Para finalizar, foram propostos os valores dos níveis máximos e mínimos de carga cíclica, como também da frequência de excitação a serem utilizados nos ensaios dinâmicos para a verificação da rigidez dos sistemas mistos de conexão.

**Palavras chave:** ancoragem de barras de aço, conectores de cisalhamento, rigidez da conexão, tabuleiros mistos de madeira-concreto, cargas cíclicas.

## ABSTRACT

In this work was evaluated the structural behavior of log-concrete composite deck bridge system, with emphasis in the dynamic analysis of the shear connectors using two types of connectors: "vertical" and "X". Two main approaches were considered, numeric and experimental, besides a wide theoretical study about the theme with base in the available literature. The experimental studies were accomplished in specimens of wood, wood-concrete specimens and wood-concrete beams. All of the specimens and beams were subjected to static and dynamic loads considering several materials in the composed connection system. The numeric analyze of the composed systems was made with base in the Method of the Finite Elements using the software ANSYS. The experimental results showed that both connection systems reduced stiffness really for  $1 \times 10^6$  applied load cycles, and the largest portion of this reduction happens in the initial cycles. Besides, the system of "vertical" connection presented larger execution easiness when compared with the system "X" connection. The numeric results showed that the reduced stiffness of the connection systems happened due to the accumulation of the located damage of the materials in the areas of the connectors. The numeric and experimental results comparison showed a good agreement. It was proposed values for the maximum and minimum levels of cyclical load, as well as for the frequency to be used in the dynamic tests for the verification of the reduced stiffness of the composite system of connection.

**Key words:** bonded-in steel rods, shear connections, stiffines of connections, log-concrete composite deck bridge, cyclical loads.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Seção típica de uma ponte de madeira com vigas serradas.....	2
Figura 1.2: Tabuleiro formado por pranchas transversais fixadas em vigas roliças naturais.....	3
Figura 1.3: Detalhe do tabuleiro misto de madeira e concreto com utilização de revestimento asfáltico. Fonte: (Modificado de HELLMEISTER 1978).....	4
Figura 1.4: Cisalhamento dos conectores na interface dos materiais madeira e concreto na flexão. Fonte: (Modificado de HELLMEISTER 1978).....	5
Figura 1.5: Conectores “verticais” na seção mista do tabuleiro formado por peças roliças naturais. Fonte: (Modificado de YTTRUP e NOLAN 2001).....	5
Figura 1.6: Curva de Wöhler (S-N). Fonte: (Modificado de ESPINOSA, 2001).....	8
Figura 1.7: Variação da tensão em um ensaio de fadiga com amplitude constante e ondas senoidais. Fonte: (Modificado de MACEDO 2000).....	9
Figura 2.1: Módulos de deslizamento para conectores verticais (barras de aço, pregos e parafusos). Fonte: (Modificado de GÓES 2004).....	14
Figura 2.2: Ligação com dois materiais segundo KUENZI (1955). Fonte: (Modificado de ALVIM 2000).....	16
Figura 2.3: Determinação da resistência da conexão em corpos-de-prova mistos. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2006).....	18
Figura 2.4: Espaçamentos mínimos para os conectores formados por pinos de aço. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2006).....	19
Figura 2.5: Base de medida ( $L_0$ ) para conectores que utilizam pinos de aço “verticais” ou “inclinados”. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2006).....	19
Figura 2.6: Posicionamento das armaduras transversal e longitudinal no corpo-de-prova misto. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	20
Figura 2.7: Seção transversal da viga equivalente e respectivas tensões internas na seção mista. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	20
Figura 2.8: Solicitação de tração no conector “inclinado”. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	26
Figura 2.9: Resistência de ancoragem a 0°, 45° e 90°. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	28
Figura 2.10: Resistência de ancoragem a 90°. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	28
Figura 2.11: Resistência de ancoragem a 45°. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	28
Figura 2.12: Corpos-de-prova de madeira utilizados para a verificação do comportamento dinâmico. Fonte: (Modificado de BAIMBRIDGE et al 2001).....	30
Figura 2.13: Modos de ruptura: (a) Ruptura na madeira, (b) Segundo modo de ruptura na madeira, (c) Ruptura da barra de aço, (d) Ruptura do adesivo, (e) Ruptura na interface adesivo/madeira, (f) Segundo modo de ruptura na interface adesivo/madeira. Fonte: (BAIMBRIDGE et al 2001).....	30
Figura 2.14: Comprimento de ancoragem básico para a barra de aço imersa no concreto.....	32
Figura 2.15: Tensão de aderência versus Escorregamento. Fonte: (Modificado de CEB-FIP, 1990).....	33
Figura 2.16: Corpo-de-prova para os ensaios de cisalhamento. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	36

Figura 2.17: Detalhe da armadura utilizada nos corpos-de-prova com conectores em “X”. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).....	36
Figura 2.18: Forças nos conectores do corpo-de-prova misto. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004). .....	37
Figura 2.19: Modelos e detalhes de corpos de prova-mistos. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004). .....	38
Figura 2.20: Corpos-de-prova mistos para a realização dos ensaios estáticos de cisalhamento. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).....	39
Figura 2.21: Detalhe da armadura utilizada nos corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e “inclinados”. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).....	40
Figura 2.22: Vigas mistas para a realização dos ensaios estáticos de flexão. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005). .....	41
Figura 2.23: Armadura utilizada nas vigas mistas com conectores “verticais” e “inclinados”. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).....	41
Figura 2.24: Esquema estrutural do ensaio de flexão estático realizado nas vigas mistas. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).....	42
Figura 2.25: Curva Carga versus Deslocamento vertical para as vigas com conectores “inclinados” de 50°. Fonte: (ALCÂNTARA SEGUNDINHO, 2005).....	42
Figura 2.26: Curva Carga versus Deslizamento para os corpos-de-prova mistos com pregos e parafusos dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante. Fonte: (NICOLAS et al., 2004). .....	44
Figura 2.27: Corpos-de-prova para os ensaios: Fonte: (Modificado de Mäkipuro et al 1996).....	45
Figura 2.28: Situação dos corpos-de-prova após os ensaios dinâmicos: Fonte: Mäkipuro et al 1996.	46
Figura 2.29: Configuração dos corpos-de-prova: (S1-S7). Fonte: (Modificado de Weaver 2004).....	46
Figura 2.30: Ensaio dos corpos-de-prova: (S1-S7). Fonte: (Modificado de Weaver 2004). .....	47
Figura 2.31: Modos de falha observadas nos corpos-de-prova. Fonte: (Modificado de Weaver 2004). .....	48
Figura 2.32: Configuração para as vigas mistas G1 e G2. Fonte: (Modificado de Weaver 2004).....	48
Figura 2.33: Modo de falha observado nas vigas G1 e G2. Fonte: (Modificado de Weaver 2004).....	49
Figura 2.34: Discretização dos elementos do tabuleiro misto a partir do software SAP2000Nonlinear. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005). .....	51
Figura 2.35: Discretização dos elementos. Fonte: (Modificado de SORIANO 2001). .....	51
Figura 3.1: Parâmetros considerados para os ensaios dinâmicos de ancoragem. ....	57
Figura 3.2: Combinações de teste para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos.....	57
Figura 3.3: Corpo-de-prova para os ensaios estáticos e dinâmicos. Fonte: (Modificado de BAIMBRIDGE, HARVEY e METTEM 2001).....	58
Figura 3.4: Retirada dos corpos-de-prova a 45° com relação às fibras da madeira.....	59
Figura 3.5: Aplicação das resinas epóxis Compound Adesivo e Sikadur 32.....	59
Figura 3.6: Colagem das barras de aço com resinas epóxis. ....	60
Figura 3.7: Aplicação da resina poliuretana Purweld 665.....	61
Figura 3.8: Vista geral do ensaio de ancoragem das barras de aço.....	61



Figura 3.9: Amostra para os ensaios estáticos de ancoragem – <i>Pinus</i> e <i>Eucalipto</i> .....	62
Figura 3.10: Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos de ancoragem para barras coladas com as resinas epóxis Sikadur 32 e Compound Adesivo.....	62
Figura 3.11: Variação da resistência média de ancoragem em função do tipo de resina.....	64
Figura 3.12: Variação da resistência média de ancoragem em função da espécie de madeira.....	64
Figura 3.13: Comportamento estático de ancoragem a 45° para a resina Sikadur 32.....	65
Figura 3.14: Amostras para os ensaios dinâmicos dinâmicos– <i>Pinus</i> e <i>Eucalipto</i> .....	67
Figura 3.15: Modo de ruptura registrado nos ensaios dinâmicos de ancoragem com a utilização das resinas epóxis: Sikadur 32 e Compound Adesivo.....	68
Figura 3.16: Curvas de danificação para a verificação do comportamento de ancoragem das barras de aço – aplicação de $1 \times 10^6$ ciclos de carga, $R=0,1$ , e frequência de excitação igual a 5 Hz - Ensaio 2.	72
Figura 3.17: Amostra para os ensaios estáticos de ancoragem – <i>Pinus taeda</i> .....	74
Figura 3.18: Modo de ruptura dos ensaios estáticos com a resina poliuretana: Purweld 665. ....	74
Figura 3.19: Comparação entre a resistência das resinas epóxis e poliuretana.....	75
Figura 3.20: Incorporação de bolhas de ar na presença de umidade na madeira observada para a resina Purweld 665.....	75
Figura 3.21: Comportamento estático de ancoragem a 45° para a resina Purweld 665.....	76
Figura 3.22: Amostra para os ensaios dinâmicos de ancoragem – <i>Pinus</i> .....	77
Figura 3.23: Curva de danificação para a verificação do comportamento de ancoragem das barras de aço – aplicação de $1 \times 10^6$ ciclos de carga, $R=0,1$ , e frequência de excitação igual a 5Hz - Ensaio 4..	78
Figura 3.24: Corpos-de-prova de <i>Pinus</i> retirados da viga V5 para a realização dos ensaios estáticos de ancoragem – Ensaio 5. ....	79
Figura 3.25: Corpos-de-prova de <i>Pinus</i> , retirados da viga V5, para realização dos ensaios dinâmicos de ancoragem.....	80
Figura 3.26: Corpos-de-prova de <i>Pinus</i> retirados das vigas V5 e V7 para a realização dos ensaios dinâmicos de ancoragem. ....	80
Figura 3.27: Modos de ruptura dos ensaios estáticos de ancoragem com a utilização das resinas epóxis: Sikadur 32 e Compound Adesivo. ....	81
Figura 3.28: Configuração dos corpo-de-prova mistos para a realização dos ensaios preliminares. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).....	83
Figura 3.29: Esquema geral para a realização do ensaio estático de cisalhamento.....	85
Figura 3.30: Esquema geral do ensaio dinâmico de cisalhamento na Dartec – Ensaios preliminares.	86
Figura 3.31: Resistência última e rigidez da ligação, obtidas a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP1.....	86
Figura 3.32: Situação dos conectores após o ensaio estático do primeiro corpo-de-prova CP1 (corpo-de-prova fornecido por ALCÂNTARA SEGUNDINHO, 2005) até a ruptura. ....	87
Figura 3.33: Modos de falha observados no ensaio dinâmico do corpo-de-prova CP2 para $F_{max}=55,22\text{kN}$ (50% da resistência última estática) e frequência de 5Hz.....	87
Figura 3.34: Deslocamentos medidos para $F_{max} = 47,50 \text{ kN}$ (43% de $F_{0,002}$ ), a cada 200.000 ciclos – Ensaio preliminar do CP3 para 4 conectores “verticais” com $d=12,5\text{mm}$ .....	88

Figura 3.35: Rigidez da ligação verificada para $F_{max} = 47,50$ kN (43% de $F_{0,002}$ ), a cada 200.000 ciclos – Ensaio preliminar do CP3 para 4 conectores “verticais” com $d=12,5$ mm. ....	88
Figura 3.36: Comportamento dinâmico associado ao modo de falha da conexão - Ensaio preliminar dos corpos-de-prova CP1, CP2 e CP3. ....	89
Figura 3.37: Cargas cíclicas consideradas nos ensaios dinâmicos de cisalhamento para os corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e também em “X”. ....	93
Figura 3.38: Detalhe dos ensaios e instrumentação dos corpos-de-prova mistos para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento .....	93
Figura 3.39: Preparação das peças roliças de madeira para confecção dos corpos-de-prova mistos. ....	94
Figura 3.40: Aplicação da resina epóxi nos furos das peças de madeira. ....	94
Figura 3.41: Peça roliças de madeira após a colagem das barras de aço, revestidas com sacos plásticos de polietileno. ....	95
Figura 3.42: Configuração utilizada para os corpos-de-prova mistos. ....	97
Figura 3.43: Armadura para os corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e também em “X” – Etapas 6 e 7. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004). ....	97
Figura 3.44: Detalhe da concretagem dos corpos-de-prova mistos. ....	98
Figura 3.45: Corpos-de-prova mistos para os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento. ....	98
Figura 3.46: Conectores em “X” para os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento – Ensaio 6	99
Figura 3.47: Situação dos conectores após os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento. ....	100
Figura 3.48: Curvas para o CP02-VR1 com 2 conectores em “X” – $F_{rup} = 59,97$ kN. ....	101
Figura 3.49: Curvas para o CP05-VR1 com 2 conectores em “X” - $F_{rup} = 56,11$ kN. ....	101
Figura 3.50: Curvas para o CP09-VR2 com 2 conectores em “X” $F_{rup} = 61,16$ kN. ....	101
Figura 3.51: Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “X” no CP06–VR1 para a força $F_{30\%}=17,46$ kN, a cada 200.00 ciclos para um total de $2 \times 10^6$ de ciclos aplicados. ....	103
Figura 3.52: Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “X” no CP07–VR2 para a força $F_{40\%}= 23,28$ kN, a cada 200.00 ciclos para um total de $2 \times 10^6$ de ciclos aplicados. ....	104
Figura 3.53: Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “X” no CP010–VR2 para a força $F_{50\%}=29,11$ kN, a cada 200.00 ciclos para um total de $2 \times 10^6$ de ciclos aplicados. ....	104
Figura 3.54: Rigidez por conector “X” a partir manutenção do número de ciclos. ....	105
Figura 3.55: Comportamentos dos corpos-de-prova CP06, CP07 e CP10 conduzidos até a ruptura por ensaios estáticos de cisalhamento, após a aplicação de $2 \times 10^6$ ciclos de carga. ....	106
Figura 3.56: Deslocamentos para 2 conectores “X” a partir da manutenção do número de ciclos. ...	107
Figura 3.57: Conectores “verticais” para os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento – Ensaio 7	110
Figura 3.58: Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento. ....	111
Figura 3.59: Curvas para o CP03-VR1 com 4 conectores “verticais” - $F_{rup} = 164,76$ kN. ....	112
Figura 3.60: Curvas para o CP11-VR2 com 4 conectores “verticais” - $F_{rup} = 168,75$ kN. ....	112
Figura 3.61: Curvas para o CP12-VR2 com 4 conectores “verticais” - $F_{rup} = 179,55$ kN. ....	112
Figura 3.62: Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “vertical” no CP04–VR1 para a força $F_{30\%} = 40,67$ kN, a cada 200.00 ciclos para um total de $2 \times 10^6$ de ciclos aplicados. ....	114

Figura 3.63: Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “vertical” no CP08–VR2 para a força $F_{40\%}=54,23\text{kN}$ , a cada 200.00 ciclos para um total de $2 \times 10^6$ de ciclos aplicados..	115
Figura 3.64: Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “vertical” no CP01–VR1 para a força $F_{50\%} = 67,79\text{kN}$ , a cada 200.00 ciclos para um total de 768.089 de ciclos aplicados. .....	115
Figura 3.65: Perda de rigidez por conector “vertical” a partir manutenção do número de ciclos. ....	116
Figura 3.66: Comportamentos dos corpos-de-prova mistos CP04 e CP08 até a ruptura, após a aplicação de $2 \times 10^6$ ciclos de carga. ....	117
Figura 3.67: Delocamentos para 4 conectores “verticais” a partir da manutenção do número de ciclos. .....	118
Figura 3.68: Configuração para os ensaios estáticos de flexão das vigas mistas. ....	122
Figura 3.69: Ensaio estático de flexão para determinação da carga última das vigas. ....	122
Figura 3.70: Parâmetros considerados para os ensaios dinâmicos de flexão das vigas mistas. ....	123
Figura 3.71: Detalhe dos ensaios estático e dinâmico de flexão. ....	124
Figura 3.72: Furação das vigas de madeira para a colocação dos conectores em “X” e “verticais”..	125
Figura 3.73: Conectores formados por barras de aço coladas para as vigas de madeira. ....	125
Figura 3.74: Viga com conectores em “X” para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão – Ensaio 8 .....	127
Figura 3.75: Viga com conectores “verticais” para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão – Ensaio 9. ....	127
Figura 3.76: Detalhe da concretagem das vigas mistas. ....	128
Figura 3.77: Vigas com conectores em “X” para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão– Ensaio 8 .....	130
Figura 3.78: Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos de flexão até a ruptura. ....	131
Figura 3.79: Situação da viga mista V05 (submetida ao carregamento cíclico $P_{50\%}$ ) após a aplicação de $1 \times 10^6$ ciclos de carga a partir de ensaios de flexão. ....	132
Figura 3.80: Rigidez (EI) das vigas V04, V05 e V06 com conectores em “X” a partir da manutenção do número de ciclos. ....	133
Figura 3.81: Vigas para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão – Ensaio 9. ....	139
Figura 3.82: Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos de flexão até a ruptura. ....	140
Figura 3.83: Situação da viga mista V12 (submetida ao carregamento cíclico $P_{50\%}$ ) após a aplicação de $1 \times 10^6$ ciclos de carga a partir de ensaios de flexão. ....	141
Figura 3.84: Perda de rigidez (EI) das vigas V10, V11 e V12 com conectores “verticais”. ....	142
Figura 4.1: Elemento finito <i>solid65</i> . Fonte: (Documentação do ANSYS). ....	147
Figura 4.2: Elemento finito <i>solid45</i> . Fonte: Documentação do ANSYS. ....	147
Figura 4.3: Elemento finito <i>link8</i> . Fonte: Documentação do ANSYS. ....	148
Figura 4.4: Elementos finitos <i>conta173</i> e <i>targe170</i> . ....	148
Figura 4.5: Discretização da malha no TrueGrid para o modelo completo de corpo-de-prova misto.	150
Figura 4.6: Detalhes dos corpos-de-prova mistos com dimensões equivalentes às dimensões reais. .....	150

Figura 4.7: Esquema de simetria, vinculação e carregamentos, com destaque (cor vermelha) das regiões consideradas na composição dos modelos dos corpos-de-prova mistos.....	151
Figura 4.8: Esquema de simetria, vinculação e carregamentos, com destaque (cor vermelha) das regiões consideradas na composição dos modelos de vigas mistas.....	151
Figura 4.9: Parâmetros utilizados na definição das malhas dos elementos nos modelos de corpos-de-prova mistos com conectores “verticais”.....	152
Figura 4.10: Parâmetros utilizados na definição das malhas dos elementos nos modelos de corpos-de-prova mistos com conectores dispostos em “X”.....	153
Figura 4.11: Modelo de corpo-de-prova misto com conectores “verticais” (modelagem de $\frac{1}{4}$ da estrutura). .....	155
Figura 4.12: Modelo de viga mista com conectores “verticais” (modelagem de $\frac{1}{4}$ da estrutura). .....	156
Figura 4.13: Modelo de corpo-de-prova misto com conectores em “X” (modelagem de $\frac{1}{2}$ estrutura). .....	156
Figura 4.14: Modelo de viga mista com conectores em “X” (modelagem de $\frac{1}{2}$ estrutura). .....	156
Figura 4.15: Comparação entre os modelos numéricos disponibilizados pelo ANSYS, para o corpo-de-prova CP12-VR2, com força estática aplicada de 179,55kN. ....	157
Figura 4.16: Modelo constitutivo adotado para o concreto. ....	158
Figura 4.17: Modelo constitutivo adotado para a madeira. ....	159
Figura 4.18: Modelo constitutivo adotado para o aço dos conectores.....	161
Figura 4.19: Modelo constitutivo adotado para o aço da armadura.....	161
Figura 4.20: Vinculação no apoio, Detalhe A e condição de simetria, Detalhe B para o modelo de corpo-de-prova misto com conectores “verticais”. .....	163
Figura 4.21: Condição de simetria, Detalhe A e vinculação no apoio, Detalhe B para o modelo de viga mista com conectores “verticais”. .....	163
Figura 4.22: Condições de simetria e de vinculação nos apoios para os modelos de corpo-de-prova misto e de viga mista com conectores dispostos em “X”. .....	164
Figura 4.23: Localização dos nós nos modelos onde foram medidos os deslocamentos (no caso dos corpos-de-prova) e flechas (no caso das vigas) após a aplicação dos ciclos de carga. ....	165
Figura 4.24: Estado de tensão ( $\text{kN/cm}^2$ ) verificado numericamente para o corpo-de-prova CP08-VR2 após a aplicação de 20 ciclos de carga (consideração de $\frac{1}{4}$ do corpo-de-prova).....	172
Figura 4.25: Estado de tensão ( $\text{kN/cm}^2$ ) verificado numericamente para a viga V11 após a aplicação de 10 ciclos de carga (consideração de $\frac{1}{4}$ da viga). .....	172
Figura 4.26: Estado de tensão ( $\text{kN/cm}^2$ ) verificado numericamente para o corpo-de-prova CP07-VR2 após a aplicação de 20 ciclos de carga (consideração de $\frac{1}{2}$ do corpo-de-prova).....	173
Figura 4.27: Estado de tensão ( $\text{kN/cm}^2$ ) verificado numericamente para a viga V04 após a aplicação de 10 ciclos de carga (consideração de $\frac{1}{2}$ da viga). .....	174
Figura 5.1: Calibração numérico-experimental do modelo 1 a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP12-VR2 (com conectores “verticais”) para força aplicada de 179,55kN. ....	176
Figura 5.2: Calibração numérico-experimental do modelo 2 a partir do ensaio estático de flexão da viga mista V07 (com conectores em “verticais”) para força aplicada de 196,05 kN. ....	177

Figura 5.3: Calibração numérico-experimental do modelo 3 a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP09-VR2 (conectores em “X”) para força aplicada de 61,16kN.....	177
Figura 5.4: Calibração numérico-experimental do modelo 4 a partir do ensaio estático de flexão da viga V01 (conectores em “X”) para força aplicada de 218,39kN. ....	177
Figura 5.5: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores “verticais” dispostos em corpos-de-prova mistos. ....	179
Figura 5.6: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores “verticais” dispostos nas vigas mistas.....	180
Figura 5.7: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores em “X” dispostos nos corpos-de-prova mistos.....	180
Figura 5.8: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores em “X” dispostos nas vigas mistas.....	181
Figura A 1: Seção considerada para a determinação do $K_{kuenzi}$ . Fonte: (Modificado de ALVIM 2000). .....	197
Figura B 1: Seção para a determinação da resistência do conector “vertical” ao cisalhamento.....	200
Figura C 1: Seção transversal “T” proposta para as vigas mistas com conectores dispostos em “X”. .....	202
Figura C 2: Dimensões da seção transversal “T” e disposição dos conectores para a viga mista com conectores em “X”. ....	202
Figura D 1: Seção transversal “T” proposta para a viga com conectores “verticais”.....	208
Figura D 2: Dimensões da seção transversal e disposição dos conectores para a viga mista com conectores “verticais”. ....	209

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Elementos principais longitudinais. (Modificado de PINHO E BELLEI 2007).	8
Tabela 2.1: Características mecânicas do concreto utilizado por diferentes pesquisadores.	18
Tabela 2.2: Relação entre os modos de ruptura e as resinas associadas, BAIMBRIDGE et al (2001).	31
Tabela 2.3: Relação entre as forças axiais e as componentes verticais nas barras, PIGOZZO (2004).	37
Tabela 2.4: Resultados médios de resistência e rigidez de cada conector para os modelos A, C e D, PIGOZZO (2004).	38
Tabela 2.5: Quantidade de conectores por viga, ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).	40
Tabela 2.6: Propriedades físicas dos materiais das vigas, ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).	41
Tabela 2.7: Valores de ruptura para as vigas mistas, ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).	42
Tabela 2.8: Carga de ruptura e módulo de deslizamento, NICOLAS et al. (2005).	43
Tabela 2.9: Carga de ruptura e módulo de deslizamento, NICOLAS et al. (2005).	44
Tabela 2.10: Experiências em aços com mossas ou saliências, LIMA (1983).	50
Tabela 3.1: Resultados obtidos para madeiras de <i>Pinus</i> coladas com Sikadur – U <sub>1</sub> , U <sub>2</sub> e U <sub>3</sub> .	63
Tabela 3.2: Resultados obtidos para madeiras de <i>Pinus</i> coladas com Compound – U <sub>1</sub> , U <sub>2</sub> e U <sub>3</sub> .	63
Tabela 3.3: Resultados obtidos para madeiras de <i>Eucalipto</i> coladas com Sikadur – U <sub>1</sub> , U <sub>2</sub> e U <sub>3</sub> .	63
Tabela 3.4: Resultados obtidos para madeiras de <i>Eucalipto</i> coladas com Compound – U <sub>1</sub> , U <sub>2</sub> e U <sub>3</sub> .	63
Tabela 3.5: Modos de ruptura registrados nos ensaios estáticos em madeiras de <i>Pinus taeda</i> .	66
Tabela 3.6: Modos de ruptura registrados nos ensaios estáticos em madeiras de <i>Eucalipto citriodora</i> .	66
Tabela 3.7: Cargas máximas e mínimas para madeiras de <i>Pinus</i> coladas com Sikadur.	67
Tabela 3.8: Cargas máximas e mínimas para madeiras de <i>Pinus</i> coladas com Compound.	67
Tabela 3.9: Cargas máximas e mínimas para madeiras de <i>Eucalipto</i> coladas com Sikadur.	68
Tabela 3.10: Cargas máximas e mínimas para madeiras de <i>Eucalipto</i> coladas com Compound.	68
Tabela 3.11: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Sikadur – U=12%±1%.	69
Tabela 3.12: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Compound – U=12%±1%.	69
Tabela 3.13: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Sikadur – U=17%±1%.	69
Tabela 3.14: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Compound – U=17%±1%.	69
Tabela 3.15: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Sikadur – U=22%±1%.	69
Tabela 3.16: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Compound – U=22%±1%.	70
Tabela 3.17: Resultados para madeiras de <i>Eucalipto</i> – Sikadur – U=12%±1%.	70
Tabela 3.18: Resultados para madeiras de <i>Eucalipto</i> – Compound – U=12%±1%.	70
Tabela 3.19: Resultados para madeiras de <i>Eucalipto</i> – Sikadur – U=17%±1%.	70
Tabela 3.20: Resultados para madeiras de <i>Eucalipto</i> – Compound – U=17%±1%.	70
Tabela 3.21: Resultados para madeiras de <i>Eucalipto</i> – Sikadur – U=22%±1%.	71
Tabela 3.22: Resultados para madeiras de <i>Eucalipto</i> – Compound – U=22%±1%.	71
Tabela 3.23: Modos de ruptura registrados no ensaio dinâmicos - madeiras de <i>Pinus taeda</i> .	73

Tabela 3.24: Modos de ruptura registrados no ensaios dinâmicos - madeiras de <i>Eucalypto citriodora</i> .	73
Tabela 3.25: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> coladas com Purweld 665 – $U_3=22\%\pm 1\%$ .	74
Tabela 3.26: Modo de ruptura registrado nos ensaios estáticos para madeiras de <i>Pinus taeda</i> .	76
Tabela 3.27: Cargas máximas e mínimas para madeiras de <i>Pinus</i> coladas com Purweld 665.	77
Tabela 3.28: Resultados para madeiras de <i>Pinus</i> – Purweld 665 – $U=22\%\pm 1\%$ .	77
Tabela 3.29: Resultados dos ensaios estáticos de ancoragem em madeiras de <i>Pinus</i> (V5) coladas com Sikadur – $U_1=12\%\pm 1\%$ .	81
Tabela 3.30: Resultados dos ensaios estáticos de ancoragem em madeiras de <i>Pinus</i> (V5) coladas com Compound – $U_1=12\%\pm 1\%$ .	81
Tabela 3.31: Modos de ruptura nos ensaios dinâmicos em madeiras de <i>Pinus</i> (V5) coladas com Sikadur – $U_1=12\%\pm 1\%$ .	82
Tabela 3.32: Modos de ruptura nos ensaios dinâmicos em madeiras de <i>Pinus</i> (V5 e V7) coladas com Compound – $U_1=12\%\pm 1\%$ .	82
Tabela 3.33: Rigidez dos conectores “verticais” para $F_{max}= 47,50$ kN (43% de $F_{0,002}$ ) – CP3.	89
Tabela 3.34: Propriedades físicas dos materiais: corpos-de-prova com conectores em “X” - Ensaio 6.	100
Tabela 3.35: Resistência e rigidez dos corpos-de-prova com conectores dispostos em “X” - Ensaio 6.	100
Tabela 3.36: Deslocamentos obtidos a partir da manutenção do número de ciclos.	102
Tabela 3.37: Deformações obtidas a partir da manutenção do número de ciclos: $L_0 = 33$ cm.	102
Tabela 3.38: Rigidez (K) dos conectores “X” a partir da manutenção do número de ciclos.	103
Tabela 3.39: Resistência última das ligações obtida para dois conectores “X”.	106
Tabela 3.40: Propriedades físicas dos materiais: corpos-de-prova com conectores “verticais”-Ensaio 7	110
Tabela 3.41: Resistência e rigidez dos corpos-de-prova com conectores “verticais” - Ensaio 7.	111
Tabela 3.42: Deslocamentos obtidos a partir da manutenção do número de ciclos	113
Tabela 3.43: Deformações obtidas a partir da manutenção do número de ciclos: $L_0 = 33$ cm	113
Tabela 3.44: Rigidez (K) dos conectores “verticais” a partir manutenção do número de ciclos.	114
Tabela 3.45: Resistência última das ligações obtida para quatro conectores “verticais”.	118
Tabela 3.46: Propriedades físicas dos materiais que compõem as vigas com conectores em “X”.	130
Tabela 3.47: Flechas das vigas com conectores em “X” a partir da manutenção do número de ciclos.	132
Tabela 3.48: Valores de (EI) para vigas com conectores “X” a partir manutenção do número de ciclos.	133
Tabela 3.49: Resistência última das vigas mistas com conectores dispostos em “X”.	137
Tabela 3.50: Propriedades físicas dos materiais que compõem as vigas com conectores “verticais”.	140
Tabela 3.51: Flechas das vigas com conectores “verticais” com a manutenção do número de ciclos.	141
Tabela 3.52: Valores de (EI) para vigas com conectores “verticais” a partir do número de ciclos.	142

Tabela 3.53: Resistência última das vigas mistas com conectores “verticais” .....	143
Tabela 4.1: Malhas testadas para os modelos de corpo-de-prova mistos com conectores “verticais” .....	154
Tabela 4.2: Malhas testadas para os modelos de corpo-de-prova mistos com conectores em “X” ...	155
Tabela 4.3: Constantes admitidas para o aço dos conectores na calibração dos modelos numéricos .....	166
Tabela 4.4: Constantes admitidas para o aço das armaduras na calibração dos modelos numéricos .....	166
Tabela 4.5: Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 1 .....	166
Tabela 4.6: Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 1 .....	166
Tabela 4.7: Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 2 .....	167
Tabela 4.8: Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 2 .....	167
Tabela 4.9: Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 3 .....	167
Tabela 4.10: Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 3 .....	168
Tabela 4.11: Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 4 .....	168
Tabela 4.12: Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 4 .....	168
Tabela 4.13: Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 1 .....	169
Tabela 4.14: Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 1 .....	169
Tabela 4.15: Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 2 .....	169
Tabela 4.16: Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 2 .....	170
Tabela 4.17: Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 3 .....	170
Tabela 4.18: Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 3 .....	170
Tabela 4.19: Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 4 .....	171
Tabela 4.20: Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 4 .....	171
Tabela 5.1: Valores numéricos e experimentais utilizados na calibração dos modelos analisados...	176
Tabela 5.2: Comparação dos resultados de rigidez “K” para o modelos 1, ( $F_{40\%}=54,23\text{kN}$ ) .....	178
Tabela 5.3: Comparação dos resultados de rigidez “EI” para o modelos 2, ( $P_{40\%}=59,39\text{kN}$ ) .....	178
Tabela 5.4 Comparação dos resultados de rigidez “K” para o modelos 3, ( $F_{40\%}=23,28\text{kN}$ ) .....	178
Tabela 5.5: Resultados numéricos e experimentais de rigidez “EI para o modelos 4, ( $F_{40\%}=52,81\text{kN}$ ) .....	178



# SUMÁRIO

RESUMO.....	i
ABSTRACT.....	ii
LISTA DE FIGURAS.....	iii
LISTA DE TABELAS.....	x
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. SISTEMA ESTRUTURAL DAS PONTES DE MADEIRA.....	2
1.1.1. Tabuleiros de pranchas .....	3
1.1.2. Tabuleiros mistos de madeira e concreto .....	4
1.2. BARRAS DE AÇO COLADAS .....	5
1.3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS .....	6
1.4. ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA .....	6
1.4.1. Freqüência.....	7
1.4.1.1. Freqüência de excitação (f) .....	7
1.4.2. O fenômeno da fadiga .....	7
1.4.2.1. Curvas de Wöhler .....	8
1.4.3. Amplitude dos ciclos de tensão .....	9
1.4.4. Relação de carga.....	10
1.5. OBJETIVOS DO TRABALHO PROPOSTO.....	10
1.6. JUSTIFICATIVA DO TRABALHO .....	10
1.7. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO .....	11
1.8. PLANO DE TRABALHO.....	12
1.8.1. Pesquisa bibliográfica.....	12
1.8.2. Análise experimental .....	12
1.8.2.1. Ensaios de ancoragem em barras de aço .....	12
1.8.2.2. Ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos .....	12
1.8.2.3. Ensaios de flexão em vigas mistas.....	13
1.8.3. Análise numérica .....	13
1.8.4. Contribuições esperadas.....	13
<b>2. REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>14</b>
2.1. GENERALIDADES .....	14
2.2. MÓDULO DE DESLIZAMENTO (K).....	14
2.2.1. Modelo de KUENZI.....	15
2.3. MODELO DE MOHLER .....	20
2.4. CONEXÃO ENTRE OS MATERIAIS NAS SOLUÇÕES MISTAS .....	23
2.4.1. Ligação aço-madeira .....	24
2.4.1.1. Comportamento das resinas estruturais.....	24
2.4.1.2. Ancoragem de barras de aço em peças de madeira.....	25
2.4.1.3. Comportamento das barras em relação às fibras da madeira .....	25
2.4.1.4. Ensaios estáticos de ancoragem em peças de madeira .....	26
2.4.1.5. Ensaios dinâmicos de ancoragem em peças de madeira .....	29
2.4.2. Ligação aço-concreto .....	31
2.4.2.1. Ancoragem de barras de aço em peças de concreto.....	32
2.4.2.2. Tensão de aderência .....	33
2.4.2.3. Comportamento da aderência sob ações cíclicas.....	34
2.4.3. Ligação mista: madeira-concreto .....	35
2.4.3.1. Estudos experimentais realizados no Brasil.....	36
2.4.3.2. Estudos experimentais realizados no exterior .....	45
2.5. COMPORTAMENTO DO AÇO SUBMETIDO A CARGAS CÍCLICAS .....	49
2.6. ANÁLISE NUMÉRICA DO SISTEMA MISTO MADEIRA-CONCRETO.....	50
2.6.1. Estudos numéricos realizados no Brasil.....	50
2.6.2. Estudos numéricos realizados no exterior .....	52

2.7.	CONCLUSÕES GERAIS A PARTIR DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	53
2.7.1.	Com relação ao comportamento da ligação aço-madeira .....	53
2.7.2.	Com relação ao comportamento da ligação aço-concreto .....	53
2.7.3.	Com relação ao comportamento da ligação madeira-concreto .....	54
2.7.4.	Com relação à análise numérica do sistema misto .....	55
2.8.	DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO A PARTIR DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	55
<b>3.</b>	<b>ANÁLISE EXPERIMENTAL .....</b>	<b>56</b>
3.1.	ENSAIOS DE ANCORAGEM EM BARRAS DE AÇO COLADAS .....	56
3.1.1.	Materiais utilizados .....	56
3.1.2.	Metodologia experimental .....	56
3.1.2.1.	Estáticos estáticos .....	57
3.1.2.2.	Ensaio dinâmico .....	57
3.1.2.3.	Amostra .....	57
3.1.2.4.	Umidades .....	58
3.1.2.5.	Controle da umidade .....	58
3.1.2.6.	Preparação dos corpos-de-prova .....	58
3.1.2.7.	Retirada dos corpos-de-prova das vigas de madeira .....	59
3.1.2.8.	Colagem das barras de aço .....	59
3.1.3.	Ensaio 1 .....	61
3.1.3.1.	Objetivos .....	61
3.1.3.2.	Tamanho da amostra .....	62
3.1.3.3.	Resultados – Ensaio 1 .....	62
3.1.3.4.	Discussão dos resultados – Ensaio 1 .....	64
3.1.3.5.	Conclusões - Ensaio 1 .....	65
3.1.4.	Ensaio 2 .....	66
3.1.4.1.	Objetivos .....	66
3.1.4.2.	Tamanho da amostra .....	67
3.1.4.3.	Cargas para os ensaios dinâmicos .....	67
3.1.4.4.	Verificação da tensão no aço .....	68
3.1.4.5.	Resultados – Ensaio 2 .....	68
3.1.4.6.	Discussão dos resultados – Ensaio 2 .....	71
3.1.4.7.	Conclusões - Ensaio 2 .....	72
3.1.5.	Ensaio 3 .....	73
3.1.5.1.	Objetivos .....	73
3.1.5.2.	Tamanho da amostra .....	74
3.1.5.3.	Resultados – Ensaio 3 .....	74
3.1.5.4.	Discussão dos resultados - Ensaio 3 .....	75
3.1.5.5.	Conclusões - Ensaio 3 .....	76
3.1.6.	Ensaio 4 .....	76
3.1.6.1.	Objetivos .....	76
3.1.6.2.	Tamanho da amostra .....	77
3.1.6.3.	Cargas para os ensaios de dinâmicos .....	77
3.1.6.4.	Resultados - Ensaio 4 .....	77
3.1.6.5.	Discussão dos resultados – Ensaio 4 .....	78
3.1.6.6.	Conclusões - Ensaio 4 .....	78
3.1.7.	Ensaio 5 .....	79
3.1.7.1.	Objetivos .....	79
3.1.7.2.	Retirada das amostras .....	79
3.1.7.3.	Ensaio estático .....	79
3.1.7.4.	Tamanho da amostra para os ensaios estáticos .....	79
3.1.7.5.	Ensaio dinâmico .....	80
3.1.7.6.	Tamanho da amostra e níveis máximos de carga .....	80
3.1.7.7.	Resultados - Ensaio 5 .....	81
3.1.7.8.	Discussão dos resultados – Ensaio 5 .....	82
3.1.7.9.	Conclusões - Ensaio 5 .....	82
3.2.	ENSAIOS DE CISALHAMENTO EM CORPOS-DE-PROVA MISTOS .....	83
3.2.1.	Ensaio preliminar .....	83
3.2.1.1.	Objetivos dos ensaios preliminares .....	83
3.2.1.2.	Amostra .....	84

3.2.1.3.	Equipamento utilizado.....	84
3.2.1.4.	Execução dos ensaios preliminares .....	84
3.2.1.5.	Resultados – Ensaios preliminares.....	86
3.2.1.6.	Discussão dos resultados – Ensaios preliminares .....	89
3.2.1.7.	Conclusões dos ensaios preliminares .....	90
3.2.2.	Considerações para os ensaios propostos 6 e 7 .....	91
3.2.2.1.	Materiais utilizados.....	91
3.2.2.2.	Equipamento .....	91
3.2.2.3.	Execução dos ensaios .....	91
3.2.2.4.	Colagem das barras de aço .....	94
3.2.2.5.	Umidade de colagem .....	95
3.2.2.6.	Tamanho da amostra .....	95
3.2.2.7.	Retirada dos corpos-de-prova .....	96
3.2.2.8.	Configuração para os corpos-de-prova .....	96
3.2.2.9.	Armadura para os corpos-de-prova mistos .....	97
3.2.2.10.	Concreto para os corpos-de-prova mistos .....	98
3.2.3.	Ensaio 6.....	98
3.2.3.1.	Objetivo .....	98
3.2.3.2.	Descrição do procedimento .....	99
3.2.3.3.	Detalhe dos corpos-de-prova com conectores em “X” .....	99
3.2.3.4.	Resultados - Ensaio 6.....	100
3.2.3.5.	Discussão dos resultados – Ensaio 6.....	107
3.2.3.6.	Conclusões – Ensaio 6 .....	108
3.2.4.	Ensaio 7.....	109
3.2.4.1.	Objetivo .....	109
3.2.4.2.	Descrição do procedimento .....	109
3.2.4.3.	Detalhe dos corpos-de-prova com conectores “verticais” .....	110
3.2.4.4.	Resultados - Ensaio 7 .....	111
3.2.4.5.	Discussão dos resultados – Ensaio 7 .....	119
3.2.4.6.	Conclusões – Ensaio 7 .....	120
3.3.	ENSAIO DE FLEXÃO EM VIGAS MISTAS .....	121
3.3.1.	Materiais utilizados .....	121
3.3.1.1.	Madeira .....	121
3.3.1.2.	Resinas .....	121
3.3.1.3.	Barras de aço.....	121
3.3.2.	Equipamento.....	121
3.3.3.	Execução dos ensaios.....	122
3.3.3.1.	Estáticos estáticos de flexão.....	122
3.3.3.2.	Ensaios dinâmicos de flexão .....	123
3.3.4.	Esquema geral dos ensaios de flexão.....	124
3.3.5.	Colagem das barras de aço .....	125
3.3.6.	Umidade de colagem.....	126
3.3.7.	Tamanho da amostra.....	126
3.3.8.	Vigas de madeira.....	126
3.3.9.	Configuração das vigas mistas.....	126
3.3.10.	Concreto nas vigas mistas .....	128
3.3.11.	Ensaio 8.....	129
3.3.11.1.	Objetivo .....	129
3.3.11.2.	Descrição do procedimento.....	129
3.3.11.3.	Detalhe das vigas com conectores em “X” .....	130
3.3.11.4.	Resultados – Ensaio 8 .....	131
3.3.11.5.	Discussão dos resultados – Ensaio 8 .....	137
3.3.11.6.	Conclusões – Ensaio 8.....	137
3.3.12.	Ensaio 9.....	138
3.3.12.1.	Objetivo .....	138
3.3.12.2.	Descrição do procedimento.....	139
3.3.12.3.	Detalhe das vigas com conectores “verticais” .....	139
3.3.12.4.	Resultados – Ensaio 9 .....	140
3.3.12.5.	Discussão dos resultados – Ensaio 9 .....	144
3.3.12.6.	Conclusões – Ensaio 9.....	144

<b>4.</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA.....</b>	<b>146</b>
4.1.	–ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS .....	146
4.1.1.	Elemento solid65 .....	146
4.1.2.	Elemento solid45 .....	147
4.1.3.	Elemento link8 .....	147
4.1.4.	Elementos conta173 e targe170 .....	148
4.2.	DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	148
4.2.1.	Dificuldades encontradas durante a definição das malhas .....	149
4.2.2.	Discretização das malhas dos elementos finitos .....	152
4.2.3.	Modelos numéricos analisados .....	155
4.3.	RELAÇÕES CONSTITUTIVAS UTILIZADAS PARA OS MATERIAIS.....	157
4.3.1.	Concreto.....	157
4.3.2.	Madeira .....	158
4.3.3.	Aço dos conectores .....	161
4.3.4.	Aço da armadura .....	161
4.3.5.	Características dos elementos de contato.....	162
4.4.	CONDIÇÕES DE CONTORNO E VINCULAÇÕES.....	162
4.5.	CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS .....	164
4.5.1.	Aspectos da análise não linear .....	165
4.6.	CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS .....	166
4.6.1.	Modelo 1 .....	166
4.6.2.	Modelo 2 .....	167
4.6.3.	Modelo 3 .....	167
4.6.4.	Modelo 4 .....	168
4.7.	ENSAIOS CÍCLICOS PARA OS MODELOS NUMÉRICOS .....	168
4.7.1.	Modelo 1 .....	169
4.7.2.	Modelo 2 .....	169
4.7.3.	Modelo 3 .....	170
4.7.4.	Modelo 4 .....	171
4.8.	RESULTADOS – ANÁLISE NUMÉRICA.....	171
4.8.1.	Modelo 1 .....	172
4.8.2.	Modelo 2 .....	172
4.8.3.	Modelo 3 .....	173
4.8.4.	Modelo 4 .....	174
4.9.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS – ANÁLISE NUMÉRICA.....	174
<b>5.</b>	<b>COMPARAÇÃO- RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS .....</b>	<b>176</b>
5.1.	PERDA DE RIGIDEZ DOS SISTEMAS MISTOS DE CONEXÃO .....	178
5.2.	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS E MODOS DE FALHA APRESENTADOS .....	179
5.2.1.	Corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” .....	179
5.2.2.	Vigas mistas com conectores “verticais” .....	180
5.2.3.	Corpos-de-prova mistos com conectores em “X” .....	180
5.2.4.	Vigas mistas com conectores em “X” .....	181
5.3.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	181
5.4.	CONCLUSÕES DA COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS .....	182
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>184</b>
6.1.	CONCLUSÕES.....	184
6.1.1.	Ensaios de ancoragem em barras de aço coladas .....	184
6.1.2.	Ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos .....	185
6.1.3.	Ensaios de flexão em vigas mistas.....	186
6.1.4.	Análise numérica .....	187
6.2.	RECOMENDAÇÕES .....	188
	<b>BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....</b>	<b>190</b>
	<b>APÊNDICE A – DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DO CONECTOR “VERTICAL” A PARTIR DO MODELO DE KUENZI .....</b>	<b>197</b>

APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONECTOR “VERTICAL” - NBR7190/1997 .....	200
APÊNDICE C – ESTIMATIVA DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL “T” PARA AS VIGAS MISTAS COM CONECTORES EM “X” .....	202
APÊNDICE D – ESTIMATIVA DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL “T” PARA AS VIGAS MISTAS COM CONECTORES “VERTICAIS” .....	208
APÊNDICE E – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 1 .....	214
APÊNDICE F – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 2 .....	220
APÊNDICE G – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 3.....	227
APÊNDICE H – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 4.....	233



## 1. INTRODUÇÃO

Com os avanços tecnológicos e competitividade do mercado torna-se necessária a busca de melhorias no dimensionamento dos elementos estruturais das pontes de madeira. Ao longo dos anos estas pontes passaram por um processo de deterioração, resultando em estruturas com durabilidade reduzida, e também de substituição, cedendo lugar às estruturas de aço e de concreto.

Durante muitas décadas, incorretos processos construtivos e de manutenção foram empregados nas pontes de madeira, por carência de informações técnicas, e também por falta de conhecimento a respeito das propriedades da madeira e das suas possibilidades de aplicação. A maioria das pontes de madeira, no Brasil, não são projetadas por técnicos e construtores especializados em madeiras. Por outro lado, a exposição direta das pontes de madeira aos fatores ambientais, em razão do uso da madeira sem um tratamento adequado, permite o ataque biológico de insetos e microorganismos, comprometendo a segurança dessas construções.

Os principais problemas nas pontes de madeira surgem a partir dos movimentos dinâmicos originados pela passagem dos veículos sobre as pontes. As cargas cíclicas, aplicadas pelos veículos em movimento, incidem com valores diferentes ao longo da vida útil da ponte. Essas cargas cíclicas caracterizam-se principalmente por imprimir uma determinada amplitude de tensão. Assim, um veículo que trafega sobre uma ponte gera tensões e deformações na estrutura que são geralmente maiores quando comparadas com os valores causados pelas mesmas cargas aplicadas estaticamente.

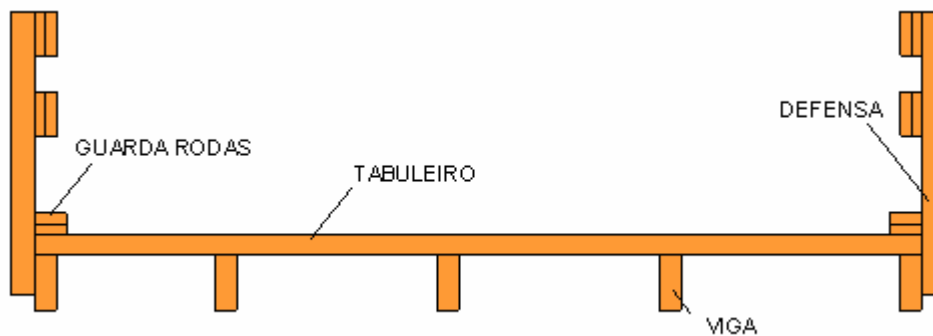
A análise da estrutura requer então um conhecimento prévio, se não exato, ao menos aproximado das solicitações que agem sobre a ponte, sejam elas estáticas ou dinâmicas. Nesse contexto, torna-se também fundamental o conhecimento das consequências dos efeitos causados por estas solicitações na estrutura. É evidente que existe uma grande dificuldade associada à incertezas na quantificação das variáveis necessárias para a análise do sistema em questão. Por esta razão, a consideração de um comportamento, intrinsecamente dinâmico, em toda a sua complexidade, na área de engenharia de estruturas é um grande desafio para o engenheiro.

Em decorrência das observações anteriores, e com a certeza de alcançar condições mais satisfatórias para o desempenho das pontes de madeira, o Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LAMEM), da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), vem estimulando desde 1969 o desenvolvimento do cálculo e da execução dessas pontes. Recentemente desenvolveu o projeto integrado de pesquisas: “Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo: Tecnologia para a Sociedade”, dando continuidade a esses estudos. Esse programa teve como principal objetivo a investigação de

novas tecnologias visando a obtenção de estruturas de baixo custo de construção e de manutenção, e que oferecessem ainda, segurança e durabilidade compatíveis a de outros materiais estruturais.

## 1.1. Sistema estrutural das pontes de madeira

As pontes de madeira seguem, em linhas gerais, os mesmos sistemas estruturais de outros materiais e apresentam um desempenho estrutural eficiente. São basicamente compostas por elementos principais: vigas (longarinas) e tabuleiro (parte da superestrutura que forma a pista de rolamento e distribui a carga das rodas dos veículos para as vigas principais), e por elementos secundários: defensas (evitam a queda de pedestres e veículos da ponte) e guarda rodas (limita a pista de rolamento).



**Figura 1.1:** Seção típica de uma ponte de madeira com vigas serradas.

As pontes em viga são as mais práticas e comumente encontradas, sendo que, nesse sistema, as vigas geralmente são utilizadas na forma de vão único (vigas bi-apoiadas).

A utilização de peças roliças naturais (toras) é a alternativa mais econômica entre as possíveis vigas de madeira. Porém, sua utilização deve ser orientada por algumas disposições construtivas e cuidados especiais. Por exemplo, a geometria cônica das toras faz com que seja necessário algum tipo de regularização como compensações longitudinais entre topo e base.

Os tabuleiros, neste caso, podem ser construídos tipicamente de madeira, como é o caso dos tabuleiros de pranchas e dos que utilizam lâminas de madeira coladas ou protendidas, como também podem ser construídos a partir da associação de outros materiais ao tabuleiro de madeira como, por exemplo, concreto e/ou revestimento asfáltico.

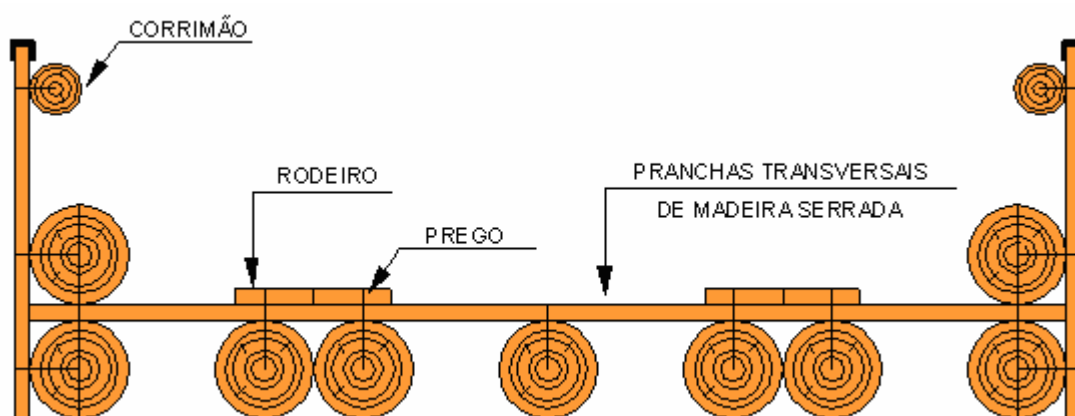
No meio técnico, os tabuleiros formados a partir da utilização de dois ou mais materiais são conhecidos como “*tabuleiros mistos*”.



O tabuleiro é o componente da ponte mais afetado pela ação direta do tráfego e também da intempérie.

### 1.1.1. Tabuleiros de pranchas

São os mais antigos e simples e, no Brasil, ainda é o sistema mais utilizado. São basicamente formados por pranchas de madeira serradas, fixadas diretamente nas vigas principais (formadas por peças roliças naturais ou serradas) por pregos de grandes dimensões ou por parafusos.



**Figura 1.2:** Tabuleiro formado por pranchas transversais fixadas em vigas roliças naturais.

Os tabuleiros de pranchas, embora bastante utilizados devido ao seu baixo custo, apresentam vários problemas.

A soltura das pranchas é o principal problema apresentado por este sistema, que acontece a partir da passagem dos veículos sobre a ponte, principalmente se elas forem pregadas. Quando as vigas são roliças ou com empenamentos as ondulações formadas no plano do tabuleiro não permitem o perfeito alinhamento das pranchas, dificultando ainda mais as fixações e favorecendo a soltura. No entanto, atualmente no mercado, existem parafusos auto-atarrachantes capazes de compensar a soltura das pranchas.

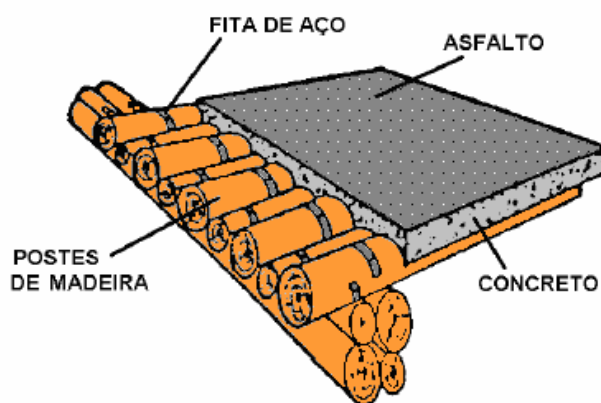
Além disso, pavimentação asfáltica não é prática comum neste tipo de tabuleiro devido aos grandes deslocamentos apresentados por este sistema, que podem causar fissuras no asfalto, acelerando a deterioração e, conseqüentemente, o desgaste superficial.

Em alguns casos, sobre as pranchas de madeira, utiliza-se uma camada de solo, visando sua proteção contra o desgaste, e também para reduzir os efeitos do impacto vertical sobre a ponte. Porém, a camada de solo permite a percolação de água que atinge, além do tabuleiro, as demais peças da superestrutura da ponte, acarretando a oxidação dos elementos metálicos utilizados nas ligações entre as peças de madeira.

### 1.1.2. Tabuleiros mistos de madeira e concreto

Alternativas para resolver os problemas apresentados nas pontes de madeira surgiram com a utilização de concreto nos tabuleiros de madeira. No Brasil, o primeiro registro da utilização de concreto em tabuleiros de madeira foi sobre o rio Ribeirão dos Porcos, no interior do estado de São Paulo, na rodovia que liga Cambaratiba a Borborema.

Neste sistema, HELLMEISTER (1978) empregou peças roliças de madeira tratadas com CCA (solução de Cobre, Cromo e Arsênio) sobre longarinas, aplicando concreto somente como elemento de regularização da superfície. As imperfeições naturais das superfícies das peças roliças de madeira serviram de apoio para a peça de concreto, criando uma certa resistência ao deslizamento, transmitindo as forças de cisalhamento entre a madeira e o concreto.



**Figura 1.3:** Detalhe do tabuleiro misto de madeira e concreto com utilização de revestimento asfáltico. Fonte: (Modificado de HELLMEISTER 1978).

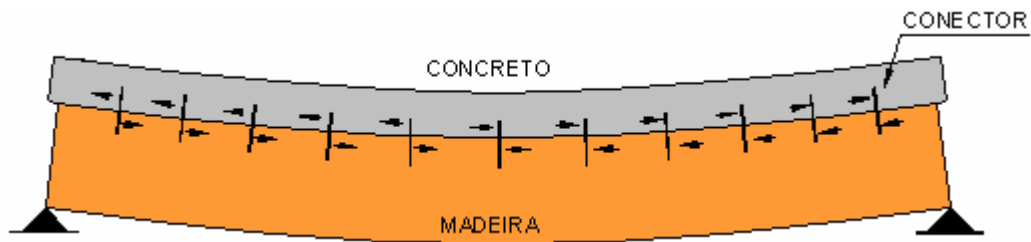
No sistema misto, durante a construção do tabuleiro, a utilização de vigas roliças naturais, dispostas lado a lado, serve de fôrma para o concreto. Portanto, o sistema misto apresenta, além da facilidade de execução, vantagens econômicas com relação aos outros sistemas de tabuleiro utilizados.

Segundo ALVIM e ALMEIDA (2003), a associação destes dois materiais resulta em elementos com excelentes características estruturais, combinando-se o que há de melhor em cada material, isto é, a leveza da madeira com uma maior resistência do concreto às intempéries.

No tabuleiro misto, a peça de concreto (constituída de uma laje armada) deve ser conectada às vigas de madeira de tal modo que ambos os materiais trabalhem em conjunto.

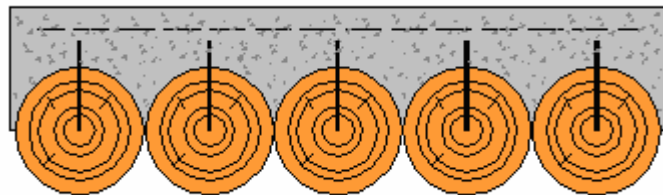
A ação conjunta da madeira (tracionada) e do concreto (comprimido), na flexão, é obtida através da utilização de conectores que, dispostos ao longo da interface dos materiais, transmitirão as forças de cisalhamento longitudinais e impedem a separação

vertical da laje de concreto das peças de madeira. Esses conectores são conhecidos no meio técnico como “conectores de cisalhamento”.



**Figura 1.4:** Cisalhamento dos conectores na interface dos materiais madeira e concreto na flexão.  
Fonte: (Modificado de HELLMEISTER 1978).

Na Austrália, uma solução simples e econômica foi adotada por YTTRUP e NOLAN (2001), onde foram utilizados conectores formados por pinos de aço “verticais”, dispostos ao longo de vigas roliças de madeira, tratadas com CCA, considerando-se somente a pré-furação das peças. As vigas foram justapostas a partir da intercalação entre topo e base e os espaçamentos existentes entre as vigas foram preenchidos com britas de dimensões compatíveis e suficientes para impedir o escoamento do concreto durante o seu lançamento.



**Figura 1.5:** Conectores “verticais” na seção mista do tabuleiro formado por peças roliças naturais.  
Fonte: (Modificado de YTTRUP e NOLAN 2001).

Muitos são os tipos de conectores utilizados em estruturas mistas e as principais características que permitem comparações entre eles são: resistência última, módulo de deslizamento e principalmente, custo final de instalação.

De um modo geral, as inovações tecnológicas têm permitindo melhorar a confiabilidade das estruturas mistas de madeira-concreto, especialmente no que se refere a utilização de conexões associadas a adesivos (ou resinas) estruturais adequados.

## 1.2. Barras de aço coladas

Esse sistema de conexão (ou de ligação), utilizado para unir dois diferentes materiais, tem ganhado a atenção especial dos pesquisadores por apresentar baixo custo, possibilitando ligações simples e fáceis de serem executadas. Caracteriza-se pela colagem de barras aço comum em furos com diâmetro maior através da utilização de resinas

estruturais. A adesão na conexão, inicialmente, é a combinação da adesão química e mecânica. A partir do aumento do nível de sollicitação a adesão química se rompe, permanecendo apenas a adesão mecânica.

Porém, ainda não existem normas técnicas brasileiras regulamentando o uso de barras de aço coladas, embora tenham sido usadas há mais de vinte anos em alguns países Escandinavos e também na Alemanha. Atualmente constam na norma europeia EUROCODE 5/97 (ENV 1995-2, Anexo A, p. 34) algumas recomendações do seu uso.

### 1.3. Dimensionamento de estruturas mistas

Segundo BRANCO e CRUZ (2003), um sistema de conexão é dito rígido quando não existem deslocamentos entre os materiais envolvidos na ligação mista. Por outro lado, uma ligação semi-rígida (flexível) é aquela que permite pequenos deslocamentos entre os dois materiais, podendo ser obtida pela utilização de conectores metálicos como, por exemplo, barras de aço coladas, pregos e parafusos.

O método de dimensionamento das estruturas mistas é condicionado pela rigidez das conexões, ou seja, se a conexão for rígida, a hipótese de Navier-Bernoulli da conservação das seções planas pode ser aceita tornando o cálculo extremamente simples. Basta homogeneizar a seção num só material, madeira ou concreto, por exemplo, para que se obtenham os esforços e as deformações da seção, sendo suficiente a aplicação das equações básicas da resistência dos materiais. Quando a conexão deixa de ser rígida, passando a ter um comportamento semi-rígido, a seção deixa de ser plana, e o aparecimento de pequenos deslizamentos entre os dois materiais torna necessária a quantificação do escorregamento relativo entre ambos, sendo este escorregamento obtido através do “*módulo de deslizamento*”.

De acordo com SORIANO e MASCIA (1999), até o presente não existe, no Brasil, uma norma específica para o dimensionamento de estruturas mistas. Assim, o projetista deve nortear-se mediante indicações de normas internacionais para cada um dos materiais que constituem a seção do elemento estrutural.

### 1.4. Análise dinâmica da estrutura

Atualmente a análise dinâmica tem sido alvo de intensas pesquisas visando a avaliação da integridade das estruturas. Porém, a análise estrutural estática ainda é rotina dos engenheiros civis que se dedicam ao projeto de estruturas, e mesmo quando as sollicitações em questão são notadamente dinâmicas, emprega-se o artifício de convertê-las em uma análise estática equivalente.

No entanto, as solicitações dinâmicas podem provocar tanto estados limites de utilização como também estados limites últimos, seja por vibrações excessivas, ou por fadiga dos materiais envolvidos.

Para o bom entendimento do assunto é importante o conhecimento de alguns conceitos básicos. Portanto, são apresentadas as definições de algumas propriedades e parâmetros abordados no presente trabalho.

### **1.4.1. Frequência**

É um termo empregado para indicar a velocidade de repetição de um fenômeno periódico. A unidade de medida utilizada para expressar a frequência é o Hertz (Hz), e um valor de frequência igual a 1Hz indica que o fenômeno se repete a cada segundo.

#### **1.4.1.1. Frequência de excitação (f)**

É a frequência causada por uma fonte de excitação externa como, por exemplo, a ação do vento em uma estrutura, o movimento de pedestres em uma passarela, o movimento de veículos sobre uma ponte, etc. Segundo BAIMBRIDGE et al (2002), as frequências de excitação causadas pelo movimento de pedestres operam geralmente entre valores de 0,4 e 3,5 Hz, enquanto que as frequências de excitação devido as rajadas de vento operam entre 0,01 e 1,0 Hz. De acordo com SILVA e ROEHL (1999), a frequência de excitação referente ao movimento dos veículos sobre uma ponte depende da velocidade de tráfego e também da rugosidade superficial do tabuleiro, podendo chegar a situações extremas, no caso de pontes rodoviárias, a valores iguais a 6,8 Hz (veículo trafegando a 170km/h). De um modo geral, as pontes de madeira nas estradas vicinais, são submetidas a baixas frequências de excitação, ou seja, a valores máximos de 3,0 Hz.

### **1.4.2. O fenômeno da fadiga**

O termo fadiga pode ser definido como a ruptura ou falha mecânica do material que ocorre como resultado da aplicação repetida de carregamentos variando com o tempo. A presença repetida de carregamentos, variando com o tempo, provoca deformações plásticas, localizadas nos pontos mais críticos (regiões do material onde ocorrem concentrações de tensão), com o restante do material tendo ainda resposta elástica. Estas deformações levam a deterioração do material, dando origem a trincas (denominadas trincas de fadiga), que com o prosseguimento do carregamento variável vão crescendo até atingir um tamanho suficiente para provocar a ruptura final.

Para que se iniciem a trincas de fadiga é necessário que ocorram deformações plásticas a partir do acúmulo do dano. A fadiga ocorre dentro de uma gama bastante ampla

de ciclos de carga, desde valores da ordem de 10 ciclos até mais de  $10^8$  ciclos. Além disso, as tensões que um material pode suportar sob carregamentos cíclicos são muito menores que as suportáveis sob carregamentos estáticos.

A norma Brasileira NBR 8681:2003 (item 5.1.4.5, Tabela 7, p. 12) estabelece para as lajes de concreto utilizadas como tabuleiros de pontes um total de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga que, ao longo da vida útil da ponte podem causar a ruptura por fadiga na armadura.

Por outro lado, de acordo com PINHO e BELLEI (2007), o número de ciclos a ser considerado em projetos de pontes deve considerar, além da variação máxima de tensão na estrutura, também a média diária de tráfego em uma direção.

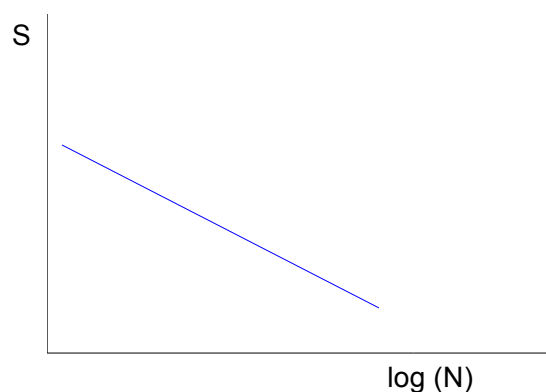
**Tabela 1.1:** Elementos principais longitudinais. (Modificado de PINHO E BELLEI 2007).

Tipo de estrada	MDT <sup>3)</sup>	Número de ciclos
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	2500 ou mais	2.000.000
	Menos de 2500	500.000
Outras rodovias, estradas e ruas	-	100.000

<sup>3)</sup> Média diária de tráfego em uma direção

### 1.4.2.1. Curvas de Wöhler

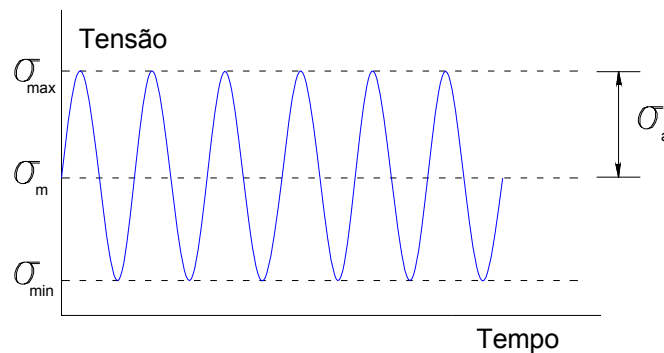
De acordo com ESPINOSA (2001), o método mais tradicional utilizado na determinação das características de fadiga de um determinado material é representado na forma de curvas: S-N e  $\epsilon$ -N, onde, S e  $\epsilon$  são respectivamente os níveis de tensão e de deformação aplicados, sendo N o número de ciclos suportados pelo material até a sua falha. Normalmente N é plotado como abcissa, em escala logarítma, e os parâmetros S e  $\epsilon$  são plotados como ordenadas, podendo ou não estar em escala logarítmica. As curvas também podem ser plotadas na forma  $\Delta F$ -N, ou simplesmente, na forma F-N.



**Figura 1.6:** Curva de Wöhler (S-N). Fonte: (Modificado de ESPINOSA, 2001).

### 1.4.3. Amplitude dos ciclos de tensão

Segundo MACEDO (2000), a resistência a fadiga dos materiais é influenciada pela amplitude ( $\sigma_a$ ) dos ciclos de tensão. Quanto maior a diferença entre as tensões máximas ( $\sigma_{max}$ ) e mínimas ( $\sigma_{min}$ ), menor será o número de ciclos necessários para a ruptura. A intensidade máxima de tensão cíclica é proporcional a uma resistência de referência do material, obtida em ensaios estáticos de curta duração, enquanto que a mínima é fixada como uma parcela da intensidade máxima.



**Figura 1.7:** Variação da tensão em um ensaio de fadiga com amplitude constante e ondas senoidais. Fonte: (Modificado de MACEDO 2000).

Os parâmetros apresentados na Figura 1.7 relacionam-se entre si de acordo com as relações seguintes:

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 2\sigma_a \quad (1.1)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma_{min}) \quad (1.2)$$

$$\sigma_a = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \quad (1.3)$$

A forma das ondas de tensão, utilizadas nos ensaios de fadiga, são geralmente triangulares, quadradas ou senoidais. No caso de uma onda senoidal, a frequência referente a um ciclo de carga é a quantidade de vezes que ela atinge a sua amplitude máxima (ou mínima) pelo tempo gasto.

Os ciclos de tensões variam conforme o tipo de tensão utilizada, sendo possíveis as seguintes possibilidades:

- *ciclo de tensões reversas*: as tensões máximas e mínimas são simétricas, onde a amplitude é simétrica em torno de um nível de tensão com média zero, alternando a partir de uma tensão máxima de tração ( $\sigma_{max}$ ) para uma tensão mínima de compressão ( $\sigma_{min}$ ) de igual magnitude;

- *ciclo de tensões flutuantes*: nesse tipo de ciclo as tensões máximas ( $\sigma_{\max}$ ) e mínimas ( $\sigma_{\min}$ ) são relativamente assimétricas para o nível de tensão zero. Em outras palavras, ambas as tensões podem ser de tração ou ambas de compressão. No entanto, um ciclo de tensões flutuantes pode apresentar tensões máximas e mínimas com sinais opostos;
- *ciclo de tensões irregulares*: os níveis de tensões podem variar aleatoriamente em amplitude e frequência.

De acordo com ESPINOSA (2001), de uma maneira geral, os materiais são submetidos a ciclos de tensões flutuantes. Além disso, as propriedades de fadiga de um material também são influenciadas pela frequência dos ciclos de tensão. Os ensaios de baixas frequências são muito mais críticos que os de alta frequência em se tratando do número de ciclos. Neste contexto, observa-se que o tempo de ruptura decresce com o aumento da frequência.

Segundo MACEDO (2000), nos ensaios de fadiga onde são utilizadas peças de madeira, frequências muito elevadas ( $f > 10$  Hz) devem ser evitadas. Nestes ensaios, frequências elevadas provocam uma elevação na temperatura da madeira, conduzindo a um decréscimo no teor de umidade e, por conseguinte, maiores resistências à fadiga.

#### 1.4.4. Relação de carga

A razão de tensão (R), em carregamento de fadiga, é a relação entre os dois parâmetros de carregamento utilizados em um ciclo, sendo esta razão definida por:

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (1.4)$$

### 1.5. Objetivos do trabalho proposto

- investigação experimental do comportamento estático e dinâmico (focalizando a perda de rigidez) da ligação mista, efetuada por barras de aço coladas, para tabuleiros mistos de pontes;
- modelagem numérica do sistema misto de conexão;
- comparação entre os resultados numéricos e experimentais.

### 1.6. Justificativa do trabalho

A utilização de estruturas mistas é apresentada como uma solução capaz de prolongar a vida útil das pontes de madeira, protegendo-as das ações intempéries e também dos desgastes provocados pelo tráfego de veículos.



Esse sistema composto permite com relativa facilidade vãos livres com até doze metros de comprimento, atendendo assim a necessidade da grande maioria das estradas vicinais brasileiras.

Ao utilizar-se de um sistema de conexão entre a madeira e o concreto, obtém-se uma superestrutura com seções mais rígidas e com maior capacidade de carga. Além disso, se o emprego da laje de concreto representa um aumento do peso próprio da estrutura existente, por outro lado contribui para a redução do efeito dinâmico oriundo da passagem dos veículos sobre a ponte.

Os ensaios dinâmicos possibilitam a obtenção de valiosas informações a respeito do comportamento de serviço e desempenho da estrutura, conduzindo a um melhor entendimento do seu comportamento.

A análise da estrutura através da consideração do comportamento dinâmico também aumenta as margens de segurança com suposições menos conservadoras e, conseqüentemente, possibilita projetos mais econômicos.

O trabalho proposto faz parte de uma linha de pesquisa do LaMEM, e da continuidade ao trabalho iniciado por PIGOZZO (2004), que analisou estaticamente o sistema misto de conexão, formado a partir de barras de aço coladas. Este trabalho também dará continuidade a uma série de estudos que vêm sendo desenvolvidos em âmbito nacional e internacional para a obtenção de novos conhecimentos referentes à eficiência e ao comportamento do referido sistema de conexão.

A bibliografia nacional encontra-se em fase de desenvolvimento.

## 1.7. Estruturação do trabalho

Este trabalho foi dividido em seis capítulos, nos quais estão apresentados os seguintes conteúdos:

**Capítulo 1:** proposta do trabalho, objetivos, descrição e justificativa;

**Capítulo 2:** apresentação das principais pesquisas realizadas sobre o tema;

**Capítulo 3:** análise experimental do comportamento de ancoragem de barras de aço coladas em corpos-de-prova de madeira, ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, e ensaios de flexão em vigas mistas de madeira-concreto;

**Capítulo 4:** análise numérica do sistema misto de conexão;

**Capítulo 5:** comparação entre os resultados numéricos e experimentais;

**Capítulo 6:** conclusões finais e recomendações.

## 1.8. Plano de trabalho

Para atingir os objetivos propostos, o presente trabalho foi desenvolvido de acordo com os itens que se seguem.

### 1.8.1. Pesquisa bibliográfica

Foram coletadas informações na literatura nacional como também estrangeira a respeito do comportamento estático e dinâmico da ligação mista madeira-concreto.

### 1.8.2. Análise experimental

Todos os corpos-de-prova e vigas, analisados neste trabalho, foram submetidos a solicitações estáticas e dinâmicas para verificação dos respectivos comportamentos. Os ensaios experimentais foram realizados de acordo com os itens que se seguem.

#### 1.8.2.1. Ensaios de ancoragem em barras de aço

**Ensaio 1:** Verificação da resistência estática de ancoragem de barras de aço coladas a 45° em peças de madeira de *Eucalipto* e *Pinus*, considerando-se variações de umidade e tipos resinas epóxis;

**Ensaio 2:** Verificação do comportamento dinâmico de barras de aço coladas a 45° em peças de madeira de *Eucalipto* e *Pinus*, considerando-se variações de umidade e tipos de resinas epóxis;

**Ensaio 3:** Verificação da resistência estática de ancoragem de barras de aço coladas a 45° em peças de madeira de *Pinus*, considerando-se a resina do tipo poliuretana;

**Ensaio 4:** Verificação do comportamento dinâmico de barras de aço coladas a 45° em peças de madeira de *Pinus*, considerando-se a resina do tipo poliuretana;

**Ensaio 5:** Verificação da resistência dinâmica de barras de aço a 45° considerando-se a variabilidade natural de madeiras de *Pinus*.

#### 1.8.2.2. Ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos

**Ensaio 6:** Verificação dos comportamentos estático e dinâmico (focalizando a perda de rigidez) da ligação formada a partir da utilização de conectores dispostos em “X” em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto;

**Ensaio 7:** Verificação dos comportamentos estático e dinâmico (focalizando a perda de rigidez) da ligação formada a partir da utilização de conectores “verticais” em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto.

### 1.8.2.3. Ensaio de flexão em vigas mistas

**Ensaio 8:** Verificação dos comportamentos estático e dinâmico (focalizando a perda de rigidez) da ligação formada a partir da utilização de conectores dispostos em “X” em vigas mistas de madeira-concreto;

**Ensaio 9:** Verificação dos comportamentos estático e dinâmico (focalizando a perda de rigidez) da ligação formada a partir da utilização de conectores “verticais” em vigas mistas de madeira-concreto.

### 1.8.3. Análise numérica

Foram feitas simulações computacionais para a verificação dos comportamentos estático e dinâmico, dos sistemas de conexão “vertical” e em “X”, presentes nos corpos-de-prova mistos e vigas mistas, propostos na análise experimental;

Nas simulações foram considerados os valores das propriedades físicas de resistência e elasticidade obtidas pela caracterização experimental dos materiais e também valores fornecidos por outros pesquisadores;

Avaliou-se o comportamento da ligação mista a partir da aplicação dos carregamentos propostos na análise experimental;

As simulações foram efetuadas com base no Método dos Elementos Finitos, com a utilização do software: ANSYS, versão 10.0.

### 1.8.4. Contribuições esperadas

Espera-se, a partir da análise dinâmica dos sistemas mistos de conexão analisados neste trabalho, contribuir para o estudo do comportamento dos conectores de cisalhamento utilizados como elementos de conexão em tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

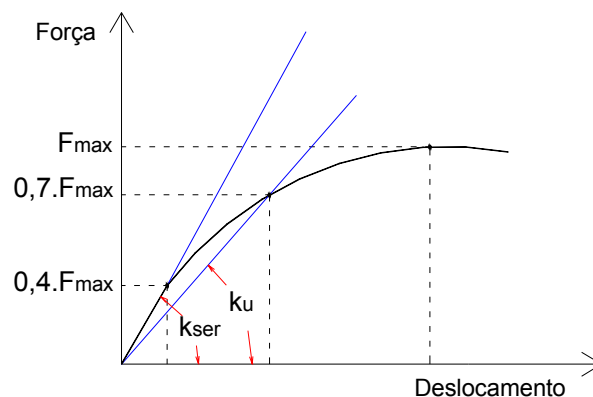
### 2.1. Generalidades

O conhecimento do comportamento da conexão entre os materiais presentes nas soluções mistas é importante. A eficiência do elemento estrutural com seção composta está relacionada com a qualidade do sistema de conexão, uma vez que o comportamento dos conectores afeta diretamente a distribuição dos esforços internos, bem como as deformações da estrutura.

### 2.2. Módulo de deslizamento (K)

É o parâmetro que quantifica a flexibilidade do sistema de conexão e é definido como o coeficiente angular da curva Força versus Deslocamento. Geralmente é adotado como linear para simplificações, mas a maioria dos conectores apresenta seu diagrama Força versus Deslocamento com comportamento não-linear.

No trabalho desenvolvido por GOES (2004), o módulo de deslizamento, para os Estados Limites de Utilização (denotado  $K_{ser}$ ), é assumido como sendo o módulo tangente da curva Força versus Deslocamento, ao nível de carga de aproximadamente 40% da força máxima prevista para a ligação. Nesse baixo nível de carregamento, de 0 a  $0,4 F_{max}$ , a relação linear entre a força e o deslocamento é assumida como aceitável para os propósitos de dimensionamento. Já o módulo de deslizamento, para os Estados Limites Últimos (denotado  $K_u$ ), é assumido como o módulo secante da curva Força versus Deslocamento, a um nível de carga de aproximadamente 60 a 70% da força máxima prevista para a ligação. Como uma razoável simplificação, aplicável aos procedimentos de dimensionamento,  $K_u$  pode ser admitido como  $K_u = 2/3 K_{ser}$ , neste caso.



**Figura 2.1:** Módulos de deslizamento para conectores verticais (barras de aço, pregos e parafusos).  
Fonte: (Modificado de GÔES 2004).

A norma europeia EUROCODE 5/93 (ENV 1995-1-1, p. 61) apresenta algumas expressões para a determinação analítica do módulo de deslizamento para ligações entre

peças de madeira, utilizando conectores do tipo pino metálico, posicionados “verticalmente” ao plano cisalhante, a partir da consideração da pré furação das peças. A rigidez da ligação (em N/mm) para as condições de serviço, neste caso, é dada pela seguinte relação:

$$k_{\text{ser}} = \rho_k^{1,5} \cdot \frac{d}{20} \quad (2.1)$$

onde:

d = diâmetro do conector (em mm);

$\rho_k$  = densidade característica da madeira (em kg/m<sup>3</sup>).

Se a densidade característica for diferente para cada uma das peças, então deve-se considerar uma densidade característica equivalente, cujo valor é obtido, neste caso, pela seguinte relação:

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k,1} \cdot \rho_{k,2}} \quad (2.2)$$

De acordo com CECCOTTI (1995), a rigidez de serviço da conexão também pode ser determinada em função do módulo de elasticidade da madeira ( $E_{w,0}$ ), medido na direção paralela às fibras, e do diâmetro (d) considerado para o conector “vertical”. Segundo o autor o valor da rigidez de serviço, neste caso, é dado por:

$$K_{\text{ser}} = 0,125 \cdot d \cdot E_{w,0} \quad (2.3)$$

Observa-se que os módulos de deslizamento das conexões, obtidos a partir das recomendações do EUROCODE 5 (1993) e CECCOTTI (1995), podem sofrer consideráveis diferenças para uma mesma espécie de madeira em razão da variabilidade natural da espécie.

### 2.2.1. Modelo de KUENZI

KUENZI (1955)<sup>1</sup>, fazendo analogia a uma viga de fundação elástica, com profundidade efetiva assumida com valor igual a 1 polegada, desenvolveu um modelo analítico para estimar o módulo de deslizamento de ligações que utilizam conectores verticais do tipo pino metálico, unindo dois diferentes materiais. Algumas considerações assumidas pelo autor na determinação do referido coeficiente foram:

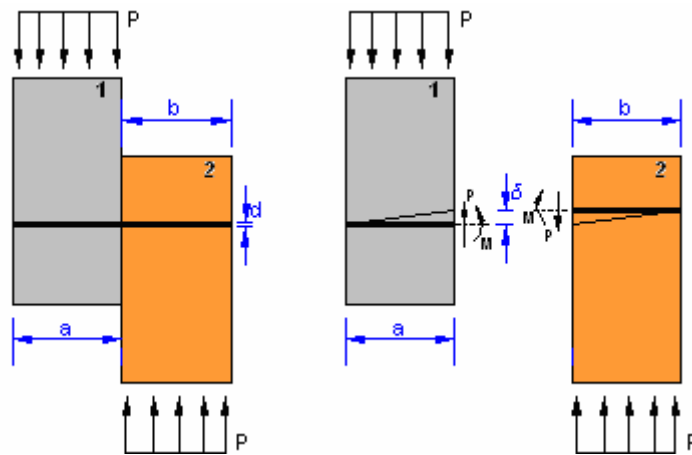
- i) Os materiais elásticos obedecem a *Lei de Hooke*;
- ii) O atrito entre os materiais unidos deve ser desprezado;
- iii) As forças de reação são verticais em todas as seções transversais.

<sup>1</sup> KUENZI, E. W. “Theoretical Design of Nailed or Bolted Joint Under Lateral Load” U.S. Forest Product Laboratory Report N°. D1951, Madison, Wisconsin, 1955.

Neste modelo, nas seções compostas, a relação entre a carga aplicada “P” e o deslocamento relativo “ $\delta$ ” para uma ligação sujeita ao corte simples de um único conector é:

$$\delta = P \cdot \left[ 2 \cdot (L_1 + L_2) - \frac{(J_1 - J_2)^2}{(K_1 + K_2)} \right] \quad (2.4)$$

A Figura 2.2 ilustra a seção composta, definida pelo autor, para a obtenção do módulo de deslizamento da ligação. Os parâmetros “a” e “b” são as profundidades de penetração dos conectores em cada um dos elementos unidos e “d” o diâmetro do conector.



**Figura 2.2:** Ligação com dois materiais segundo KUENZI (1955). Fonte: (Modificado de ALVIM 2000).

Os fatores  $L_1$ ,  $L_2$ ,  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $J_1$  e  $J_2$ , são combinações de funções hiperbólicas e trigonométricas dadas por:

$$L_1 = \frac{\lambda_1}{\bar{k}_1} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot a) - \sin(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cos(\lambda_1 \cdot a)}{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) - \sin^2(\lambda_1 \cdot a)} \right] \quad (2.5)$$

$$L_2 = \frac{\lambda_2}{\bar{k}_2} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cosh(\lambda_2 \cdot b) - \sin(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cos(\lambda_2 \cdot b)}{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) - \sin^2(\lambda_2 \cdot b)} \right] \quad (2.6)$$

$$J_1 = \frac{\lambda_1^2}{\bar{k}_1^2} \cdot \left[ \frac{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) + \sin^2(\lambda_1 \cdot a)}{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) - \sin^2(\lambda_1 \cdot a)} \right] \quad (2.7)$$

$$J_2 = \frac{\lambda_2^2}{\bar{k}_2^2} \cdot \left[ \frac{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) + \sin^2(\lambda_2 \cdot b)}{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) - \sin^2(\lambda_2 \cdot b)} \right] \quad (2.8)$$

$$K_1 = \frac{\lambda_1^3}{\bar{k}_1} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot a) + \sin(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cos(\lambda_1 \cdot a)}{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) - \sin^2(\lambda_1 \cdot a)} \right] \quad (2.9)$$

$$K_2 = \frac{\lambda_2^3}{\bar{k}_2} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cosh(\lambda_2 \cdot b) + \sin(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cos(\lambda_2 \cdot b)}{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) - \sin^2(\lambda_2 \cdot b)} \right] \quad (2.10)$$

Os parâmetros de caracterização,  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$ , são dados em função das características individuais das peças interligadas, tendo-se assim:

$$\lambda_{1,2} = \sqrt[4]{\frac{\bar{k}_{1,2}}{4 \cdot E_s \cdot I_p}} \quad (2.11)$$

onde:

$E_s$  = módulo de deformação do conector (em N/mm<sup>2</sup>);

$I_p$  = momento de inércia do conector (em mm<sup>4</sup>);

$\bar{k}_{1,2}$  = módulo elástico da fundação de suporte dos conectores em cada uma das peças (em N/mm<sup>2</sup>).

Os parâmetros apresentados na relação anterior são obtidos por:

$$\bar{k}_{1,2} = \frac{d \cdot E_{1,2}}{25,4} \quad (2.12)$$

$$I_p = \frac{\pi \cdot d^4}{64} \quad (2.13)$$

onde:

$E_{1,2}$  = módulo de elasticidade de cada material na compressão (em N/mm<sup>2</sup>);

$d$  = diâmetro do conector (em mm);

Portanto, o módulo de deslizamento,  $K$  (dado em N/mm), definido analiticamente segundo KUENZI, é obtido por:

$$k_{\text{kuenzi}} = \frac{P}{\delta} = \frac{2 \cdot (K_1 + K_2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot (K_1 + K_2) - (J_1 + J_2)^2} \quad (2.14)$$

De acordo com PIGOZZO (2004), no Brasil, a falta de normalização para os ensaios em conectores de cisalhamento de estruturas mistas tem permitido aos pesquisadores adotarem diferentes metodologias para os ensaios, além de diferentes formatos para os corpos-de-prova.

Observa-se, portanto, que não existe um consenso sobre os procedimentos a serem utilizados na determinação do módulo de deslizamento, impedindo o estabelecimento de conclusões gerais.

Alguns valores das características mecânicas do concreto utilizado em corpos-de-prova mistos, por diversos pesquisadores brasileiros, na determinação do módulo de deslizamento das conexões, são apresentados na Tabela 2.1.

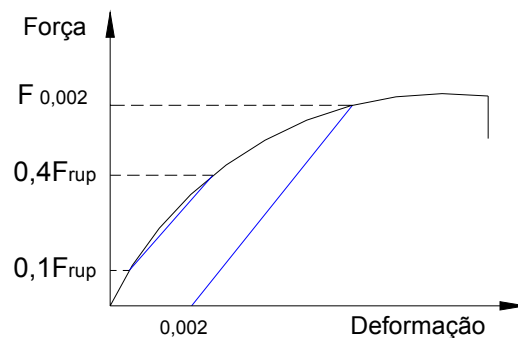
**Tabela 2.1:** Características mecânicas do concreto utilizado por diferentes pesquisadores.

Pesquisador	$f_{cc}^1$ (MPa)	$E_c^2$ (MPa)
Magalhães e Shahud(1998)	20,0	28764
Soriano et al (1998)	28,8	35419
Matthiesen (2000)	29,5	36566
Nicolas (2001)	22,7	21763
Soriano (2001)	22,0	23478
Matthiesen (2001)	37,8	41264
Pigozzo (2004)	29,2	27434

<sup>1)</sup> resistência do concreto na compressão;  
<sup>2)</sup> módulo de elasticidade do concreto na compressão.

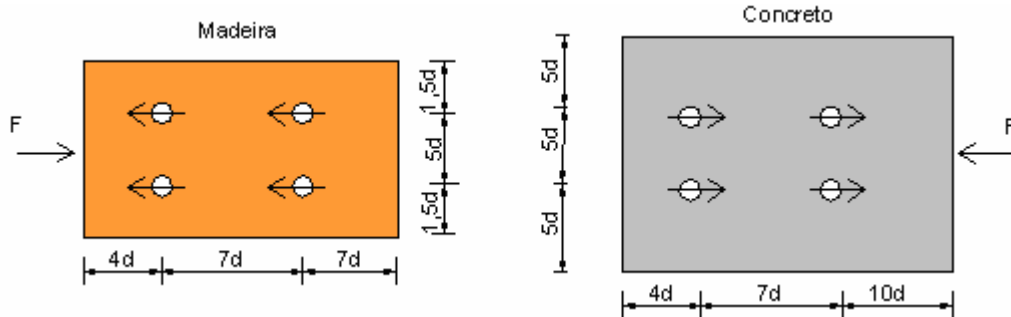
PIGOZZO (2006) apresenta algumas recomendações para a determinação da resistência e da rigidez de conexões em corpos-de-prova mistos (madeira-concreto). As recomendações apresentadas pelo autor são as seguintes:

- o corpo-de-prova, utilizado para a realização do ensaio de cisalhamento, deve ser simétrico, e as dimensões das partes que o compõe devem ser equivalentes às dimensões reais da estrutura analisada;
- a solicitação estática no corpo-de-prova deve ser realizada em três ciclos de carga e as medidas dos deslocamentos relativos entre os materiais devem ser feitas com transdutores de deslocamentos com sensibilidade de pelo menos 0,01mm;
- o módulo de deslizamento da ligação pode ser assumido como a relação linear entre a força aplicada e o deslocamento relativo da conexão;
- a resistência da conexão ( $F_{0,002}$ ) deve ser determinada convencionalmente pela força ( $F_{rup}$ ) que aplicada ao corpo-de-prova produzirá, no terceiro ciclo de solicitação, a deformação específica residual igual a 2‰. Define-se então uma reta secante, na curva Força versus Deformação, passando pelos pontos correspondentes a  $0,1F_{rup}$  e  $0,4F_{rup}$ . Paralelamente a esta secante define-se uma reta passando pelo ponto  $\varepsilon=2‰$ . A resistência da conexão será a força correspondente à interseção da reta com o diagrama Força versus Deformação.

**Figura 2.3:** Determinação da resistência da conexão em corpos-de-prova mistos. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2006).

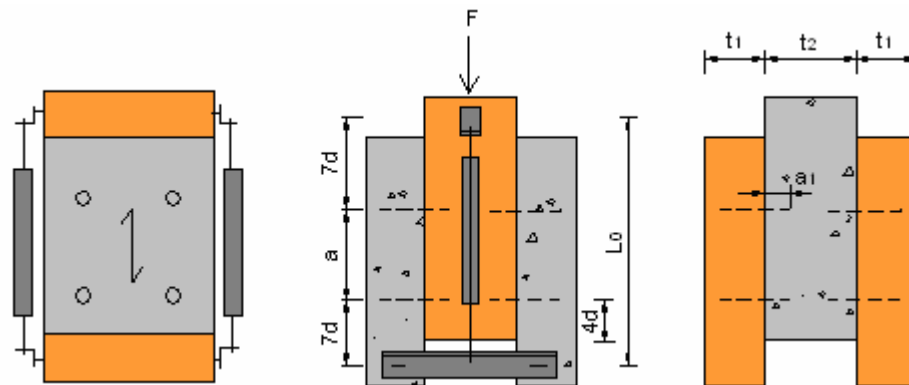


- na confecção dos corpos-de-prova mistos, os espaçamentos dos conectores em relação à peça de madeira, e em relação a peça de concreto, deverão atender as seguintes recomendações:



**Figura 2.4:** Espaçamentos mínimos para os conectores formados por pinos de aço. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2006).

- a definição da base de leitura ( $L_0$ ) para a determinação da deformação específica da conexão aplica-se aos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto com conectores formados por pinos de aço “verticais” ou “inclinados” em relação ao plano cisalhante.



**Figura 2.5:** Base de medida ( $L_0$ ) para conectores que utilizam pinos de aço “verticais” ou “inclinados”. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2006).

onde:

$$L_0 = 2 \cdot (7d) + a;$$

$a$  = menor espaçamento recomendado entre os conectores;

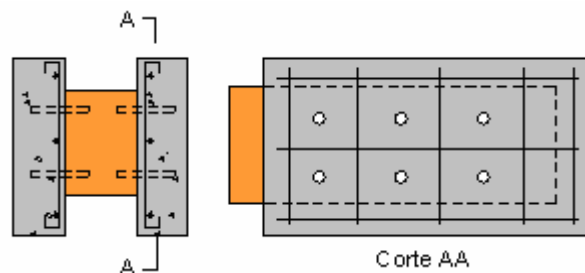
$d$  = diâmetro nominal do conector;

$t_1$  = espessura da peça de madeira,

$t_2$  = espessura da peça de concreto,

$a_1$  = comprimento de ancoragem do conector na peça de concreto (admite-se que a parte central seja de concreto quando  $t_2 \geq 3 \cdot a_1$ );

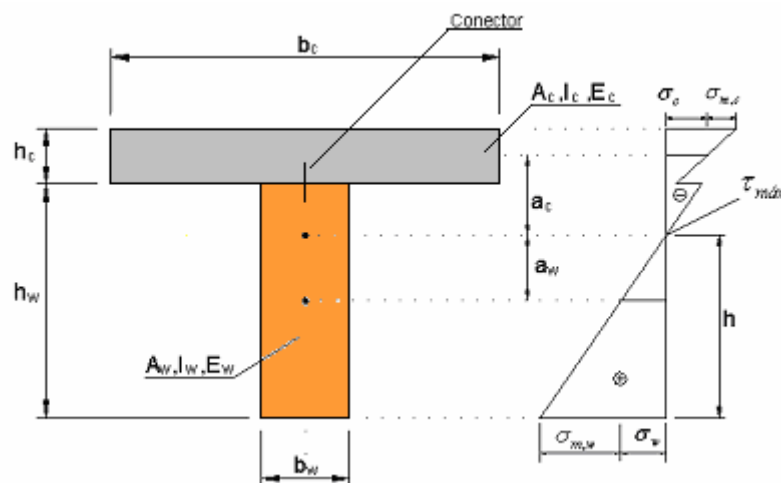
- as armaduras nas peças de concreto dos corpos-de-prova mistos devem atender as recomendações mínimas estabelecidas na norma NBR 6118/2003 (item 17.3.5) para as direções longitudinal e transversal;
- deverá existir, pelo menos, uma barra transversal entre os conectores e o afastamento mínimo recomendado da armadura ao plano cisalhante deve ser igual a 3,0cm. Em casos especiais admitem-se corpos-de-prova com espaçamentos, dimensões e armaduras diferentes, mas que atendam as condições reais da estrutura projetada.



**Figura 2.6:** Posicionamento das armaduras transversal e longitudinal no corpo-de-prova misto. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

### 2.3. Modelo de Mohler

Um dos modelos de cálculo mais utilizados no dimensionamento de tabuleiros mistos é o modelo de viga equivalente, proposto por Mohler, e que está apresentado na norma EUROCODE 5 (1993, Parte 1-1, Anexo B). Esse modelo foi adaptado para estruturas mistas de madeira-concreto, e considera o tabuleiro misto como uma viga equivalente, de seção transversal “T”, formada por uma laje armada de concreto, unida a uma viga de madeira, através de um sistema de conexão metálico, como mostra a Figura 2.7.



**Figura 2.7:** Seção transversal da viga equivalente e respectivas tensões internas na seção mista. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

Neste modelo, a partir do módulo de deslizamento do conector utilizado, define-se o fator de redução de inércia do conjunto. A redução é feita para o material que apresentar o maior módulo de elasticidade, tendo-se, portanto:

$$\gamma_w = 1 \quad (2.15)$$

$$\gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s}{K \cdot L^2} \right]^{-1} \quad (2.16)$$

onde:

$E_c$  = módulo de elasticidade do concreto na compressão;

$A_c$  = área da seção transversal da peça do concreto;

$s$  = espaçamento entre os conectores;

$K$  = módulo de deslizamento do conector utilizado;

$L$  = vão livre considerado para a viga mista.

As distâncias entre os centros de gravidade da seção até a linha neutra (LN) da peça, para cada um dos materiais, são dadas por:

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} \quad (2.17)$$

$$a_c = \left[ \frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w \quad (2.18)$$

onde:

$a_c$  = distância do centróide da área de concreto até a linha neutra;

$a_w$  = distância do centróide da área de madeira até a linha neutra;

$h_c$  = altura da laje de concreto;

$h_w$  = altura da viga de madeira.

A influência do deslizamento da ligação composta é considerada mediante o seguinte produto de rigidez efetivo:

$$(EI_{ef}) = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2 \quad (2.19)$$

onde:

$I_c$  = momento de inércia da seção de concreto;

$I_w$  = momento de inércia da seção de madeira.

sendo:

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} \quad (2.20)$$

$$I_w = \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} \quad (2.21)$$

Na seção mista, a verificações de resistência a serem efetuadas são referentes aos Estados Limites Últimos (tensões internas: normais e cisalhantes) e também aos Estados Limites de Utilização (ligação e deslocamentos). A verificação da tensão normal de compressão na mesa de concreto, neste caso, é efetuada por:

$$\sigma_c = \gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (2.22)$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (2.23)$$

$$\sigma_c + \sigma_{m,c} \leq f_{c,c} \quad (2.24)$$

onde:

M = momento fletor na seção considerada;

$\sigma_c$  = tensão normal no centróide da área de concreto devido a força normal;

$\sigma_{m,c}$  = tensão normal na extremidade da área de concreto devido ao momento;

$f_{c,c}$  = resistência do concreto na compressão.

Na extremidade inferior da peça mista, a tensão normal de tração, na madeira, é verificada por meio das seguintes relações:

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (2.25)$$

$$\sigma_{m,w} = 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (2.26)$$

$$\sigma_w + \sigma_{m,w} \leq f_{w,t} \quad (2.27)$$

onde:

$\sigma_w$  = tensão normal no centróide da área de madeira devido a força normal;

$\sigma_{m,w}$  = tensão normal na extremidade da área de madeira devido ao momento;

$f_{w,t}$  = resistência da madeira a tração.

A tensão máxima de cisalhamento na linha neutra da viga mista é satisfeita por:

$$\tau_{w,\max} = 0,5 \cdot E_w \cdot h^2 \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq f_{v,0} \quad (2.28)$$

onde:

$V$  = força máxima de cisalhamento na seção considerada;

$f_{v,0}$  = resistência ao cisalhamento da madeira medida paralelamente às fibras.

A força cisalhante no sistema de conexão é satisfeita por:

$$F = \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq R_{v1} \quad (2.29)$$

onde:

$R_{v1}$  = resistência ao cisalhamento de cada conector.

Segundo a NBR 6118/2003, o deslocamento máximo admitido para o concreto é:

$$u_{q,\lim} \leq \frac{L}{500} \quad (2.30)$$

onde:

$u_{q,\lim}$  = limitação do deslocamento para o concreto, medido na direção vertical, no centro do vão, devido a carga acidental;

No caso da madeira, o deslocamento máximo admitido segundo a NBR 7190/1997 é:

$$u_{\lim} \leq \frac{L}{200} \quad (2.31)$$

onde:

$u_{\lim}$  = limitação do deslocamento para a madeira, medido na direção vertical, no centro do vão, devido a carga variável.

## 2.4. Conexão entre os materiais nas soluções mistas

Para um melhor entendimento do comportamento das ligações mistas que envolvem os materiais madeira e concreto, a partir da utilização de barras de aço, é importante o conhecimento, de forma independente, dos fenômenos envolvidos na ancoragem das barras para cada um dos referidos materiais.

De uma maneira geral, os fenômenos envolvidos na conexão entre o aço e a madeira são diferentes daqueles envolvidos na conexão entre o aço e o concreto.

Portanto, nos itens que se seguem, são apresentadas as principais pesquisas realizadas por diversos pesquisadores na busca do entendimento do comportamento das conexões entre os materiais aço-madeira, aço-concreto, e também, madeira-concreto.

As pesquisas apresentadas, neste caso, envolvem ensaios de ancoragem de barras de aço em peças de madeira e de concreto, assim como ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos e de flexão em vigas mistas.

### **2.4.1. Ligação aço-madeira**

De acordo com AICHER, GUSTAFSSON e WOLF (1999), o uso de forma econômica e segura das barras de aço coladas, como sistema de conexão, depende do conhecimento em profundidade de todos os parâmetros que influenciam no seu comportamento de ancoragem e nas muitas diferentes situações de trabalho. De uma maneira geral, para a colagem de barras de aço em peças de madeira são utilizadas três tipos de resinas estruturais: fenol-resorcinol formoldeídos (PRF), poliuretanas (PUR), e epóxis (EP). Essas resinas vem sofrendo contínuos desenvolvimentos, apresentando cada vez mais melhores propriedades e, sobretudo, menos defeitos ao longo do tempo. Muitos resultados e informações obtidas há alguns anos não são mais aplicáveis às resinas existentes.

#### **2.4.1.1. Comportamento das resinas estruturais**

KEMMSIES e STREICHER (1994) realizaram testes em resinas bi-componentes do tipo epóxi (EP) e poliuretana (PUR). A resina epóxi apresentou predominantemente ruptura da adesão na superfície do aço. Além disso, a resina epóxi não apresentou problemas com a umidade contida na madeira até 15%. Na resina poliuretana, houve predominância de rupturas de adesão na interface da madeira. Segundo os autores, a resina poliuretana deve ser utilizada em madeiras com umidades abaixo de 10%.

GARDNER (1994) realizou testes em barras de aço coladas com resinas do tipo (PRF) e (EP), concluindo que a resina epóxi (EP) é claramente o adesivo mais adequado para a colagem de barras de aço em peças de madeira.

De acordo com BUCHANAN e MOSS (1999), as resinas de alta viscosidade devem ser evitadas por apresentarem adesões deficientes e, conseqüentemente, muitas falhas de ancoragem. Já as resinas de baixas viscosidades apresentam boa adesão.

PIGOZZO (2004) estudou vários tipos de resinas epóxis: Compound Injeção, AR 300, Sikadur 32 e Duropoxy da Wolf Hacker, além de uma resina poliuretana: Poliuretana de óleo de mamona. O autor concluiu que as rupturas de ancoragem para a resina poliuretana

foram instantâneas, caracterizando rupturas frágeis e que ocorrem com o cisalhamento da resina. A reação da resina com a umidade contida na madeira incorpora bolhas de CO<sub>2</sub> e, conseqüentemente, diminui a resistência ao cisalhamento. Portanto, esta resina não é adequada para a ancoragem das barras de aço. O autor concluiu também que as resinas epóxis apresentam consistência vítrea após o endurecimento e que existem diferenças significativas entre as capacidades de ancoragem das resinas epóxis. A resina Compound Injeção e AR 300 apresentaram bons resultados de ancoragem para madeiras secas e úmidas. A resina Sikadur 32 foi a que apresentou os melhores resultados de ancoragem tanto para madeiras secas como também para madeiras com umidades elevadas (até 25%). A resina Duropoxy da Wolf Hacker também apresentou excelentes resultados de ancoragem para madeiras secas ao ar. Porém, não foram obtidos resultados para esta resina em madeiras saturadas. Essa resina dispõe de vários catalisadores possibilitando controlar o seu tempo de utilização após a mistura. Para a utilização do catalisador do tipo B, o tempo de utilização após a mistura foi de aproximadamente 3 horas. Além disso, segundo o autor, o custo das resinas epóxis analisadas são equivalentes.

De acordo com JOHANSSON (1995), quando são utilizadas conexões de aço coladas com resinas, existe o risco da adesão da resina na superfície do aço ser destruída pelo avanço da corrosão provocada pela intempérie. Neste caso, o autor sugere que sejam utilizadas conexões galvanizadas.

#### **2.4.1.2. Ancoragem de barras de aço em peças de madeira**

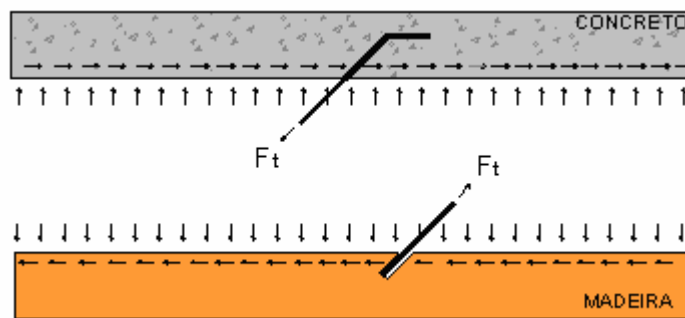
De acordo com BUCHANAN e MOSS (1999) não há limites para o comprimento de ancoragem das barras de aço mas, para comprimentos de ancoragem superiores a vinte vezes o diâmetro da barra, os acréscimos na resistência estática de ancoragem são insignificantes. Os autores recomendam que a distância mínima do centro da barra à face da peça de madeira não deve ser inferior a 1,5 vezes o diâmetro da barra. De preferência o diâmetro do furo deve ser 1,25 vezes o diâmetro da barra. Furos maiores permitem mais tolerâncias mas não devem ser maiores do que 1,5 vezes o diâmetro da barra. Além disso, quando utilizadas duas ou mais barras em uma mesma linha, estas devem ter afastamentos de centro a centro de pelo menos duas vezes o diâmetro da barra.

#### **2.4.1.3. Comportamento das barras em relação às fibras da madeira**

Nos tabuleiros mistos, as barras de aço coladas podem ser fixadas na posição “vertical” ou “inclinada” em relação as fibras da madeira, na interface dos materiais. Quando a barra é posicionada na posição “vertical”, os esforços de cisalhamento oriundos da flexão

provocam embutimento na madeira e/ou flexão no conector metálico, na direção do fluxo de cisalhamento.

De acordo com PIGOZZO (2004), nas barras “inclinadas”, os mecanismos de deformações das barras tracionadas também provocam embutimento na madeira, enquanto que nas barras comprimidas formam rótulas plásticas limitando a sua resistência, além do embutimento na madeira. Portanto, para o conector “inclinado”, a sollicitação axial de tração é a que melhor se aproxima das condições de serviço do conector.



**Figura 2.8:** Sollicitação de tração no conector “inclinado”. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

CECCOTTI (1995) afirma que as barras de aço, utilizadas como conectores de cisalhamento, posicionadas em “X”, apresentam menores embutimentos na madeira e também menores esmagamentos do concreto na flexão quando comparadas com conectores “verticais”.

De acordo com MADSEN (1996), as barras de aço “inclinadas” são mais eficientes, pois transmitem forças em duas direções até o limite de capacidade do aço, e para uma maior região das peças de madeira, permitindo uma melhor distribuição das tensões. São também menos vulneráveis a rachaduras da madeira na área da ligação, aumentam a resistência da madeira ao cisalhamento, e apresentam um excelente comportamento de grupo, ou seja, todas as barras trabalham simultaneamente permitindo uma ligação de grande eficiência e rigidez.

Segundo MATTHIESEN (2001), a disposição dos conectores em “X”, pela forma de sollicitação das barras de aço, apresentam rigidez de duas a dez vezes maior comparados aos conectores “verticais”, dependendo do diâmetro considerado.

#### 2.4.1.4. Ensaio estático de ancoragem em peças de madeira

BUCHANAN e DENG (1996) realizaram ensaios de ancoragem na direção paralela às fibras, considerando corpos-de-prova de madeira laminada colada com três tipos de resinas epóxis: K80, Araldite 2005 e West System Z 105/205. Os autores concluíram que o



modo de ruptura predominante nos corpos-de-prova com umidades entre 10-16% foi o arrancamento das barras de aço acompanhado de rachadura da madeira na direção “perpendicular” às fibras, com perda de adesão na superfície das barras. A outra forma de ruptura mais comum foi a madeira sendo arrancada próxima da extremidade externa de ancoragem. Nos corpos-de-prova com umidades variando entre 22-30%, o primeiro modo de ruptura ocorreu em 57% dos corpos-de-prova e, uma segunda forma mais comum, ocorrendo em 20% dos casos, foi o arrancamento da barra com toda a resina epóxi aderida, caracterizando ruptura da adesão na interface da madeira. Os autores desenvolveram também um modelo algébrico, conforme apresentado na equação (2.32), para estimar a resistência estática de ancoragem de barras de aço coladas. O modelo em questão relaciona inclusive o tipo de resina utilizada, além do tipo de superfície da barra de aço, através de coeficientes de modificação específicos para cada caso.

$$F=10,9.(k_b).(k_e).(K_m).(l_a/d)^{0,86}.(d/20)^{1,62}.(D/d)^{0,5}.(e/d)^{0,5} \quad (2.32)$$

onde:

F = resistência de ancoragem

d = diâmetro da barra de aço

$l_a$  = comprimento de ancoragem ( $5d \leq l_a \leq 17,5d$ )

D = diâmetro do furo na madeira ( $1,15d \leq D \leq 1,4d$ )

e = distância da extremidade da madeira ao centro da barra de aço ( $e \geq 1,5d$ )

$k_b$  = fator de modificação para a barra de aço:

(rosqueada) = 1,0 (deformada) = 0,8

$K_e$  = fator de modificação para a resina epóxi:

(k80) = 1,0 (West System) = 0,86 (Araldite 2005) = 1,17

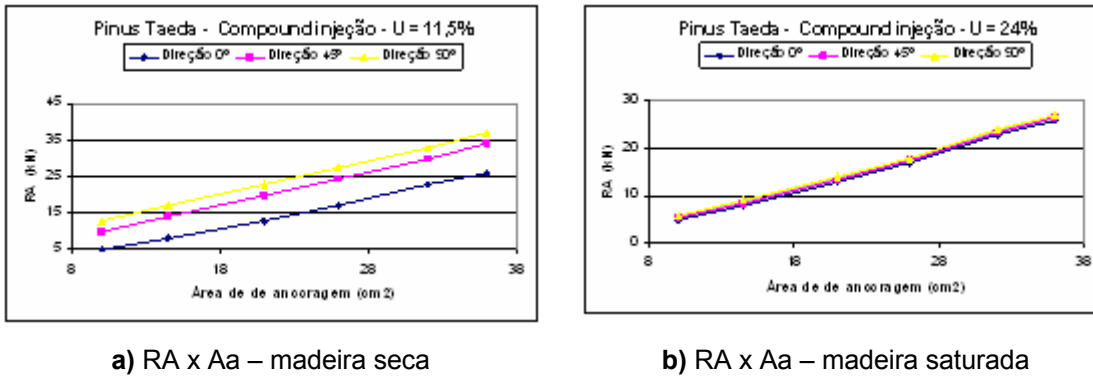
$K_m$  = fator de modificação para a umidade da madeira:

( $U < 14\%$ ) = 1,0 ( $14 \leq U < 18\%$ ) = 0,9 ( $18 \leq U < 22\%$ ) = 0,75

PIGOZZO (2004) realizou estudos de ancoragem em barras de aço CA-50, coladas em corpos-de-prova de *Eucalypto citriodora* e de *Pinus taeda* com inclinações de 0°, 45° e 90°. Foram consideradas variações de resinas, umidades, espessuras de linha de cola, além de diferentes diâmetros para as barras de aço.

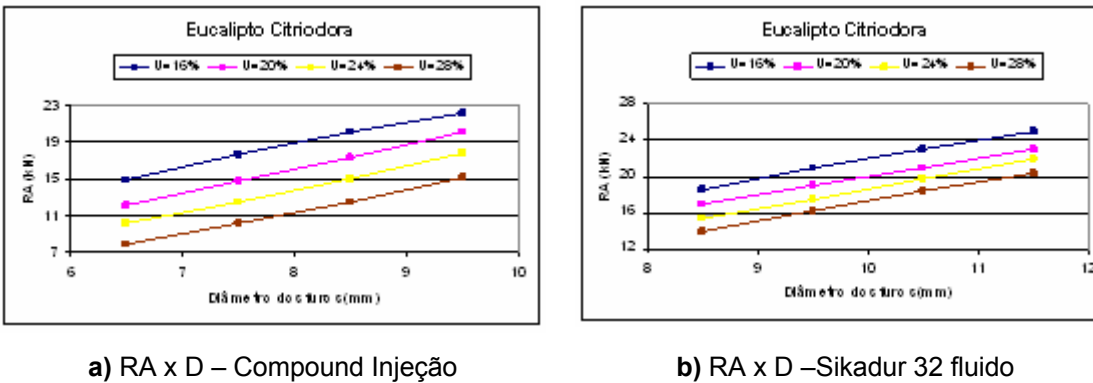
O autor observou que as resistências de ancoragem, (RA), foram maiores respectivamente nas direções 90°, 45° e 0° para madeiras secas. Por outro lado, as variações de umidade (U) nas peças de madeira saturadas não foram significativas na determinação das resistências de ancoragem. Em outras palavras, a presença de água livre

na madeira não alterou a resistência de ancoragem, que foram praticamente iguais nas três direções analisadas.



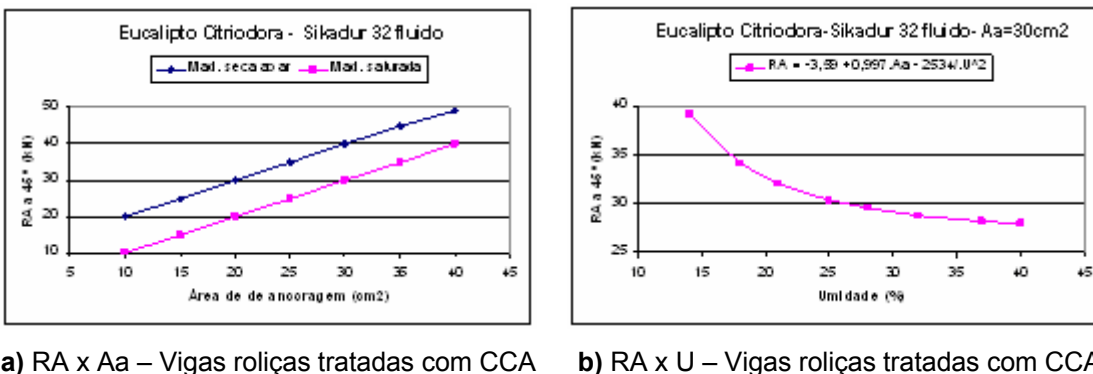
**Figura 2.9:** Resistência de ancoragem a 0°, 45° e 90°. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

Para as três direções analisadas, as resistências de ancoragem diminuíram com o aumento da umidade contida na madeira e apresentaram variações lineares positivas a partir do aumento do diâmetro (D) dos furos.



**Figura 2.10:** Resistência de ancoragem a 90°. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

O autor apresenta ainda um modelo estatístico, conforme apresentado na Figura 2.11b, ajustado aos resultados obtidos (coeficiente de correlação múltipla  $R^2$  de 92,5%) para a determinação da resistência de ancoragem a 45° em vigas roliças de *Eucalypto citriodora*, tratadas com CCA, e coladas a partir da utilização da resina epóxi Sikadur 32.



**Figura 2.11:** Resistência de ancoragem a 45°. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

O autor afirma ainda que não existem evidências do efeito do tratamento com CCA na resistência de ancoragem.

Numa outra série de estudos, o autor realizou ensaios de ancoragem em peças de madeira de *Pinus oocarpa* secas. A área média de ancoragem,  $A_a$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ), considerada, neste caso, correspondeu a superfície de aderência da barra de aço, obtida a partir da equação (2.33), que foi definida para barras de aço que apresentam superfícies com mossas. Essa equação considera o diâmetro nominal ( $d$ ) da barra de aço (em mm).

$$A_{a,\text{média}} = 0,365,(d) - 0,295 \quad (2.33)$$

O autor observou que nas direções de ancoragem das barras ( $0^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $90^\circ$ ), áreas de ancoragem iguais, nas mesmas condições, com barras de diâmetros diferentes, apresentaram as mesmas resistências de ancoragem. Além disso, observou também que as resinas epóxis apresentaram perda de resistência estática da ordem de 37% (aproximadamente  $1/3$  da resistência) na direção  $45^\circ$ , para a umidade da madeira variando da condição seca para saturada.

Para DENG, MOSS e BUCHANAN (1998) a melhor performance estrutural é conseguida utilizando-se um maior número de barras com menores diâmetros ao invés de poucas barras com maiores diâmetros. Além disso, as tensões de cisalhamento na conexão não são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de ancoragem. As maiores concentrações de tensões ocorrem na extremidade externa do comprimento de ancoragem e a mudança na espessura da camada de adesivo não tem efeitos significativos sobre a concentração de tensões. Uma outra observação feita pelos autores é que a tensão na interface aço-adesivo é maior que na interface madeira-adesivo e a ruptura da madeira na extremidade externa de ancoragem, quando a barra de aço é solicitada na direção das fibras, pode ser justificada pela alta concentração de tensões nesta extremidade.

De acordo com WERNERSSON e GUSTAFSSON (1996), a ruptura na madeira é sinal da escolha correta do adesivo e, para muitas ligações, a resistência ótima pode ser esperada se estiver limitada a resistência do adesivo ao invés da madeira.

KORIN, BUCHANAN e MOSS (1999) sugerem que no dimensionamento de conexões, onde são utilizadas barras de aço coladas, o escoamento da barra deve ser a condição limitante de projeto (condição mais desfavorável), assegurando a previsão do comportamento da ligação para os extremos de solicitação.

#### **2.4.1.5. Ensaios dinâmicos de ancoragem em peças de madeira**

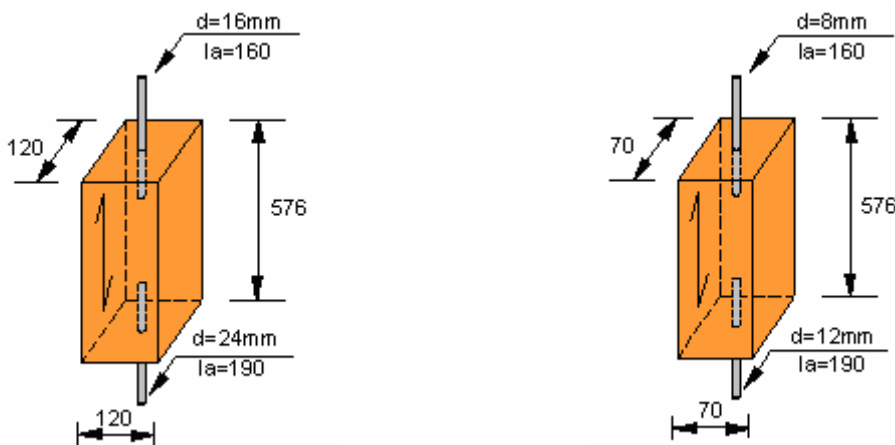
BAIMBRIDGE et al (2001) realizaram estudos para a verificação do comportamento dinâmico de barras de aço coladas em peças de madeira laminada colada, de Classe C35,

com umidade de  $12\% \pm 1\%$ , solicitadas axialmente na direção “paralela” às fibras. Foram utilizadas três tipos de resinas: (EP), (PUR) e (PRF) e o comprimento de ancoragem utilizado para as barras de aço foi de 160mm, definindo assim, dois valores de esbeltez de ancoragem, ou seja,  $\lambda = 10$  e  $\lambda = 20$ , obtidos a partir da seguinte relação:

$$\lambda = \frac{l_a}{d} \quad (2.34)$$

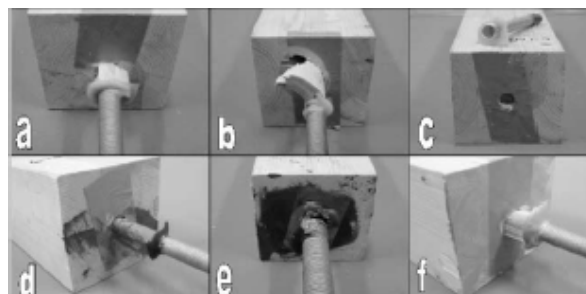
Para as barras de aço foram considerados os diâmetros de 16mm (grau de dureza igual a 8,8) e de 8mm (grau de dureza 10,9).

As barras de aço foram submetidas a uma frequência de excitação de 1Hz e a ciclos de tensões com amplitude constante, com  $R=0,1$ , ou seja,  $\sigma_{\max} = 10 \sigma_{\min}$ .



**Figura 2.12:** Corpos-de-prova de madeira utilizados para a verificação do comportamento dinâmico. Fonte: (Modificado de BAIMBRIDGE et al 2001).

Os modos de ruptura obtidos por BAIMBRIDGE et al (2001) estão apresentados na Figura 2.13 a seguir:



**Figura 2.13:** Modos de ruptura: (a) Ruptura na madeira, (b) Segundo modo de ruptura na madeira, (c) Ruptura da barra de aço, (d) Ruptura do adesivo, (e) Ruptura na interface adesivo/madeira, (f) Segundo modo de ruptura na interface adesivo/madeira. Fonte: (BAIMBRIDGE et al 2001).

**Tabela 2.2:** Relação entre os modos de ruptura e as resinas associadas, BAIMBRIDGE et al (2001).

Tipo de barra	Adesivo	Modo de ruptura			
		Madeira	Barra de aço	Adesivo	Adesivo / madeira
8 mm	PRF			*	
	PUR	*	*		*
	EP	*	*		
16 mm	PRF			*	
	PUR	*	*		*
	EP	*	*		

As rupturas de adesão na interface com a madeira foram observadas nos corpos-de-prova com (PUR), devido a presença de bolhas de CO<sub>2</sub> na linha de cola, causando a redução da área efetiva de aderência, resultado da reação dos componentes da resina com a umidade da madeira. As rupturas do adesivo ocorreram com a resina (PRF), onde as tensões internas resultaram em danos a linha de cola quando sujeitas a ciclos de carga. O adesivo apresentou-se quebradiço e propenso a retrações durante a cura. Os autores observaram também que o efeito causado pelas roscas fragiliza o aço, a partir de acúmulos de tensões nos entalhes de cada fio de rosca. O comportamento dinâmico também foi influenciado pelo tipo de resina utilizada e, segundo os autores, é necessário a definição de coeficientes de modificação específicos para os possíveis efeitos e variações observadas.

## 2.4.2. Ligação aço-concreto

A aderência é o principal fenômeno que envolve o relacionamento entre o aço e o concreto e pode ser entendida como a propriedade que impede que haja escorregamento da barra ancorada em relação ao concreto que a envolve. Portanto, a ancoragem de barras de aço em peças de concreto depende fundamentalmente da aderência.

De acordo com ACI COMMITTEE 408 (1991) a aderência entre o aço e o concreto é composta por três diferentes parcelas: aderência por adesão química, aderência por atrito, e aderência mecânica. A aderência por adesão química é originada por ligações físico-químicas que ocorrem na interface dos dois materiais durante a pega do cimento. Já a aderência por atrito é função do coeficiente de atrito existente entre o aço e o concreto. Os principais fatores responsáveis por esta parcela são: rugosidade superficial da armadura, retração do concreto e possíveis pressões de confinamento. Segundo (LEONHARDT, 1977), o coeficiente de atrito entre aço e concreto é alto, resultando valores entre 0,3 e 0,6. De acordo com FUSCO (1995), a aderência mecânica depende da conformação superficial das barras de aço. Nas barras lisas, a aderência é função das irregularidades presentes na superfície da barra. Por outro lado, as saliências existentes nas barras nervuradas aumentam significativamente a aderência. Nas regiões de nervuras das barras de aço são formadas micro-fissuras e micro-esmagamentos do concreto e, de uma maneira geral, para

solicitações relativamente baixas, o concreto resiste a tração sem o aparecimento de fissuras, Estadio I. O estado de fissuração começa a aparecer após atingida a resistência de tração do concreto, ou seja, no Estadio II.

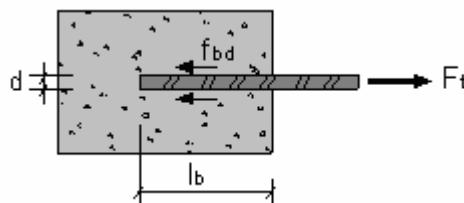
GOTO (1971) afirma ainda que as barras nervuradas, devido a aderência mecânica, tendem a romper o concreto por fendilhamento, enquanto que as barras lisas rompem por arrancamento.

Segundo ELIGEHAUSEN et al (1983), a adesão química e o atrito adicionam muito pouco à resistência total de aderência. A parcela referente a adesão mecânica é responsável, dentre as três parcelas, pelo maior percentual na composição da aderência.

Para LUNDGREN e GYLLTOFT (2000), o mecanismo de aderência entre as barras de aço e o concreto envolvente é influenciado por diversos parâmetros dentre os quais podem ser citados como de destacada importância: a resistência do concreto à compressão, o escoamento do aço, e a presença de fissuras.

#### 2.4.2.1. Ancoragem de barras de aço em peças de concreto

A norma NBR 6118/2003 define o comprimento de ancoragem básico,  $l_b$ , como sendo o comprimento reto necessário para ancorar a força limite  $F_t = A_s \cdot f_{yd}$  (onde  $A_s$  é a área da seção transversal da barra de aço). Admite-se ao longo desse comprimento resistência de aderência uniforme. O valor para a resistência de aderência é obtido a partir da combinação dos itens 8.2.5 e 9.3.2.1 desta norma.



**Figura 2.14:** Comprimento de ancoragem básico para a barra de aço imersa no concreto.

O comprimento de ancoragem básico, neste caso, é expresso pela seguinte relação:

$$l_b = \frac{d \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (2.35)$$

onde:

d: diâmetro da barra de aço;

$f_{yd}$ : resistência de escoamento do aço de cálculo;

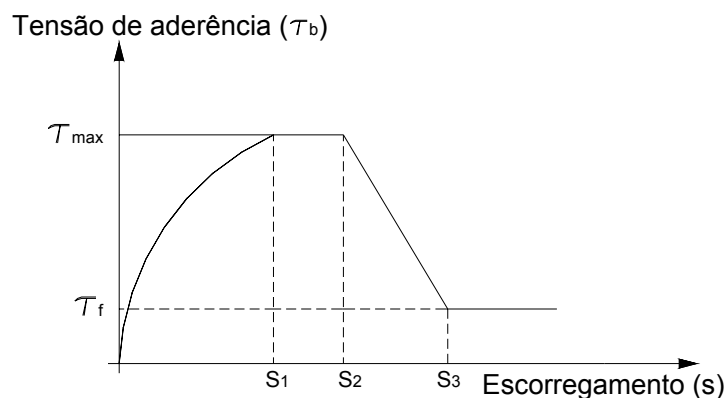
$f_{bd}$ : resistência de aderência.

### 2.4.2.2. Tensão de aderência

Segundo LEONHARDT e MONNIG (1977) existem variações das tensões de aderência entre o aço e o concreto e diversas são as causas apontadas para essas variações. Dentre as mais importantes podem ser destacadas: i) ações externas que alteram as tensões de tração e de compressão nas barras; ii) fissuras que propiciam grandes concentrações de tensões de aderência nas regiões de descontinuidade; iii) ancoragem das barras que, pela presença das tensões de aderência, permitem que a força atuante na barra seja integralmente transferida ao concreto.

De acordo com OLIVEIRA FILHO (2005), a distribuição das tensões de aderência depende, dentre outros fatores, da retração do concreto e não segue, portanto, leis simples e fáceis de se equacionar.

Um dos modelos analíticos mais citados na literatura técnica, utilizado para representar o comportamento da aderência entre o aço e o concreto, é o modelo do CEB-FIP (1990), que é expresso conforme indicado na Figura 2.15. Este modelo baseia-se numa curva média obtida a partir de dados estatísticos.



**Figura 2.15:** Tensão de aderência versus Escorregamento. Fonte: (Modificado de CEB-FIP, 1990)

O primeiro trecho da curva, de 0 a  $S_1$  (curva ascendente), representa a fase de fissuração inicial, onde ocorre esmagamento local do concreto pelas nervuras. O segundo trecho, entre os pontos  $S_1$  e  $S_2$ , representa um estágio mais avançado do esmagamento e do corte do concreto entre as nervuras. O terceiro trecho, entre  $S_2$  e  $S_3$  (reta descendente), representa a redução da aderência devido ao fendilhamento ao longo da barra. Por fim, o último trecho (reta horizontal depois do ponto  $S_3$ ) representa a capacidade resistente residual da aderência.

### 2.4.2.3. Comportamento da aderência sob ações cíclicas

O fenômeno da aderência em peças de concreto, submetidas a cargas monotônicas e cíclicas, vem sendo estudado há algum tempo. Há, no entanto, um interesse cada vez maior no aprofundamento do conhecimento da influência das cargas cíclicas nas estruturas em geral.

YANNOPOULOS e TASSIOS (1991) realizaram estudos mostrando a distribuição das tensões no aço, no concreto, e também na interface, ao longo de elementos sujeitos a carregamentos cíclicos. Os autores concluíram que a relação “Tensão de aderência” versus “Escorregamento” é uma ferramenta fundamental no entendimento do comportamento do concreto durante e depois do processo de fissuração.

LARANJEIRAS (1976) realizou ensaios para medir a aderência na interface aço-concreto através da tensão de aderência no estado limite último. O autor observou que a história do carregamento tem fundamental importância na aderência. A repetição do carregamento reduz a rigidez de aderência das barras em contraposição ao carregamento estático. Os resultados indicaram também que os escorregamentos crescem mais rapidamente no início da manutenção do carregamento cíclico e, mais lentamente com o passar do tempo, tendendo a estabilizar-se em um valor final. Esses acréscimos nos escorregamentos são proporcionais à magnitude da força aplicada.

ELIGEHAUSEN et al (1983) afirmam que a degradação da aderência, para carregamento cíclico depende principalmente do número de ciclos. Até 10 ciclos, a curva “Tensão de aderência” versus “Escorregamento” não é influenciada significativamente, caso a tensão de aderência máxima durante os ciclos não exceda 70 a 80% da resistência de aderência monotônica. Se, no entanto, a tensão de aderência máxima ultrapassa 80% da resistência monotônica da ligação, o dano no comportamento da aderência torna-se significativo.

DEBERNARDI (1989) estudou o comportamento de aderência aço-concreto sob ação de cargas cíclicas, concluindo que, na presença destas, as deformações aumentam devido ao aumento do escorregamento.

VALLE (1994) estudou o comportamento da aderência de barras de aço imersas no concreto, sob cargas repetidas, através de ensaios de arrancamento, relacionando os valores experimentais e os prescritos em normas. Os ensaios foram realizados em dois tipos de corpos-de-prova, ou seja, corpos-de-prova intactos e em corpos-de-prova submetidos previamente à carga cíclica. A intensidade do carregamento repetido e o número de ciclos foram aplicados com valores tais que não conduziram à ruptura da ancoragem da barra de aço. Foi concluído que para os corpos-de-prova previamente submetidos a carregamento



cíclico, as parcelas de adesão e atrito se rompem. Os ciclos de carga provocam a ruptura dos pontos de ligação mais frágeis em virtude do escorregamento da barra.

BRAGUIM (1995), assinala o pequeno número de informações encontradas na literatura referente à fadiga, como também a pequena quantidade de trabalhos que tratam da evolução da rigidez de elementos estruturais de concreto em função do número de ciclos de carga e dos níveis de sollicitação aplicados.

FERNANDES (2000) apresenta um trabalho numérico-experimental bastante extenso sobre o fenômeno da aderência no concreto quando este é submetido a ações monotônicas e cíclicas. Na análise experimental foram feitos ensaios de arrancamento padronizado para carregamento monotônico e cíclico. Na análise numérica, utilizando o MEF, foram utilizados elementos de contato para simular a interface aço-concreto. O comportamento da aderência cíclica, neste caso, não foi possível de ser analisado porque, quando do descarregamento da força repetida, o deslizamento residual tornava-se nulo, impossibilitando, portanto, a análise.

De acordo com CASTRO (2002), a ação cíclica acarreta diminuição da resistência de aderência e perda de rigidez devido à maior propagação de fissuras. O efeito dos carregamentos cíclicos tem sido analisado através do estudo da fadiga. Contudo, ultimamente, o problema também está sendo pesquisado por meio do estudo da degradação da ligação aço-concreto. O autor afirma também que a respeito dos inúmeros trabalhos existentes sobre o assunto, ainda é difícil prever o comportamento da aderência. Os modelos teóricos e numéricos existentes não têm resposta satisfatória, seja pela complexidade do fenômeno, pelos erros na condução de pesquisas, ou pelas dificuldades em desenvolver modelos numéricos como, por exemplo, o modo de se considerar o contato aço-concreto e a dificuldade em implementar modelos que considerem deformações residuais sob ações cíclicas.

### **2.4.3. Ligação mista: madeira-concreto**

O conceito de utilização de estruturas mistas tem sido investigado por diversos pesquisadores (Pincus, 1969; Ahmadi e Saka, 1993; Gutkowski, 1996; Ceccotti, 1995; Natterer et al., 1996; Gelfi e Giuriani, 1999; Gutkowski et al., 1999), mas sua utilização remonta ao início do século XX. Existem relatos do uso de estruturas mistas antes da Primeira Guerra Mundial, na Inglaterra.

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

### 2.4.3.1. Estudos experimentais realizados no Brasil

PIGOZZO (2004) realizou ensaios estáticos de cisalhamento em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto. Para a realização destes ensaios utilizou conectores dispostos em “X”, formados por barras de aço CA-50, com diâmetros de 8mm, colados com a resina epóxi Sikadur 32. Utilizou também madeiras de *Eucalipto citriodora*, saturadas ( $U=35,1\%$ ), com  $f_{c,w,0}=44,68\text{MPa}$  e  $E_{c,w,0}=20000\text{MPa}$ . A Figura 2.16 apresenta os detalhes dos corpos-de-prova utilizados para os ensaios estáticos de cisalhamento realizados pelo autor.

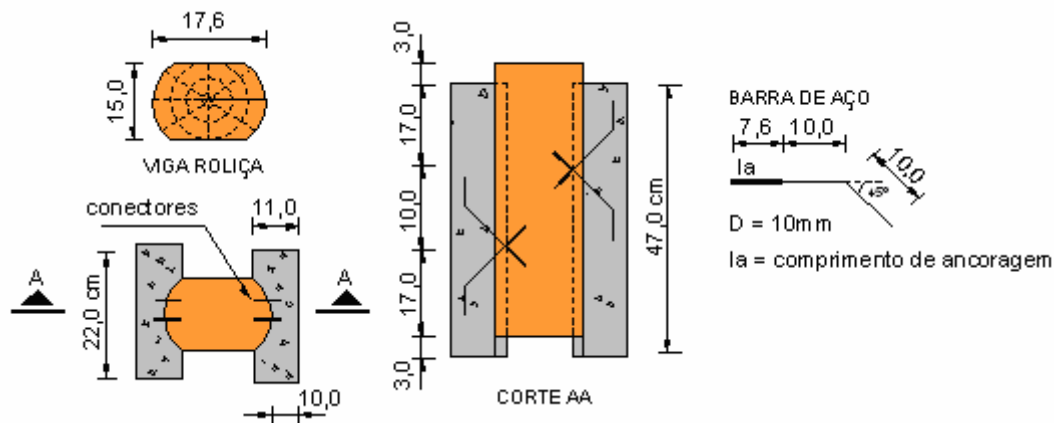


Figura 2.16: Corpo-de-prova para os ensaios de cisalhamento. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

O concreto utilizado nos corpos-de-prova, neste caso, foi preparado com traço 1: 2,90: 3,24 em peso, com relação água-cimento ( $a/c=0,65$ ). A resistência média obtida para o concreto, aos 28 dias de idade, foi de  $29,2\text{MPa}$ , sendo  $E_{c,m}= 27434\text{MPa}$ . Foi utilizado cimento portland CP II F 32, areia média e britas 5/8 e 1” em porções iguais.

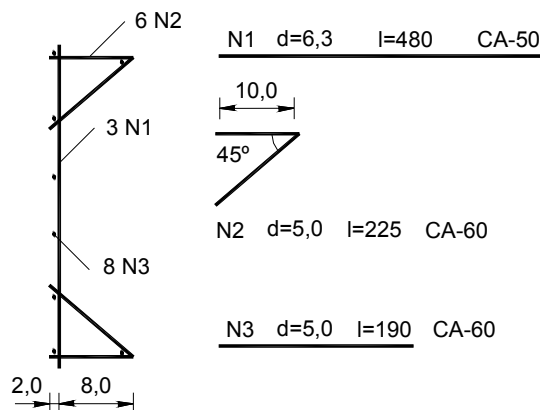
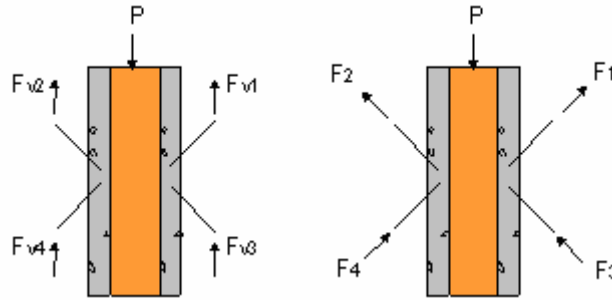


Figura 2.17: Detalhe da armadura utilizada nos corpos-de-prova com conectores em “X”. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

Para cada conector “X”, o módulo de deslizamento médio obtido foi de  $30,65\text{kN/mm}$  e a resistência última média igual a  $23,78\text{kN}$ , correspondente a força capaz de provocar

uma deformação residual de 2%, conforme a norma NBR 7190/1997. O comprimento da base de leitura de deslocamentos utilizado foi  $L_0=33\text{cm}$ , neste caso.

Foram também obtidas, experimentalmente, pelo autor, as componentes verticais e axiais das barras de aço, utilizadas como conectores de cisalhamento, nos corpos-de-prova mistos a partir da aplicação da força “P”, como mostra a Figura 2.18.



**Figura 2.18:** Forças nos conectores do corpo-de-prova misto. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

Foi observado, neste caso, que a resultante das componentes verticais representou 97,8% da sollicitação “P”, indicando a existência de outras forças verticais agindo para equilibrar o corpo-de-prova, possivelmente forças de atrito. As observações consideradas nesta análise, com o limite de sollicitação do corpo-de-prova em 75kN, correspondeu aproximadamente ao limite elástico de sollicitação das barras de aço, ou seja,  $F_{y,s}=23,13\text{kN}$ .

**Tabela 2.3:** Relação entre as forças axiais e as componentes verticais nas barras, PIGOZZO (2004).

Força axial	Força vertical
$F_1 = 0,296P$	$F_{V1} = 0,209P$
$F_3 = -0,292P$	$F_{V3} = 0,206P$
$F_2 = 0,392P$	$F_{V2} = 0,278P$
$F_4 = -0,403P$	$F_{V4} = 0,285P$
	$\Sigma F_V = 0,978P$

O autor realizou ainda uma análise estatística dos resultados obtidos para os corpos-de-prova mistos com conectores dispostos em “X”. Os conectores foram colados, neste caso, com a resina Sikadur 32, a partir de variações de umidades ( $14\% \leq U \leq 30\%$ ) e de diâmetros dos conectores ( $8\text{mm} \leq d \leq 30\text{mm}$ ). Obteve também as relações algébricas que fornecem os valores médios e característicos de resistência  $F_k$  e  $F_{m,u}$  (em kN) e rigidez  $K_m$  e  $k_k$  (em kN/mm) da conexão. As relações algébricas obtidas pelo autor foram as seguintes:

$$F_{u,m} = 16,6 + 5,06 \cdot (d) - 1,08 \cdot (U) \tag{2.36}$$

$$F_k = 1,00 \cdot F_{u,m} - 4,614 \tag{2.37}$$

$$K_m = 35,3 - 2,83 \cdot (d) - 0,711 \cdot (U) \tag{2.38}$$

$$K_k = 1,00 \cdot K_m - 1,314 \tag{2.39}$$

Numa outra série de estudos o autor analisou o comportamento de barras de aço coladas com a resina Sikadu 32, para três diferentes configurações de conectores, a partir dos modelos A (com quatro pares de conectores dispostos em “X”), C e D (com quatro conectores inclinados de 45 graus). O detalhe da armadura utilizada no concreto para os modelos A, C e D está apresentado na Figura 2.17. Utilizou ainda madeiras de *Eucalypto citriodora*, na umidade 30%, ( $\rho_{12\%}$  entre 910-1040 kg/m<sup>3</sup>). O valor da resistência do concreto na compressão, neste caso, foi de 26MPa, aos 28 dias de idade.

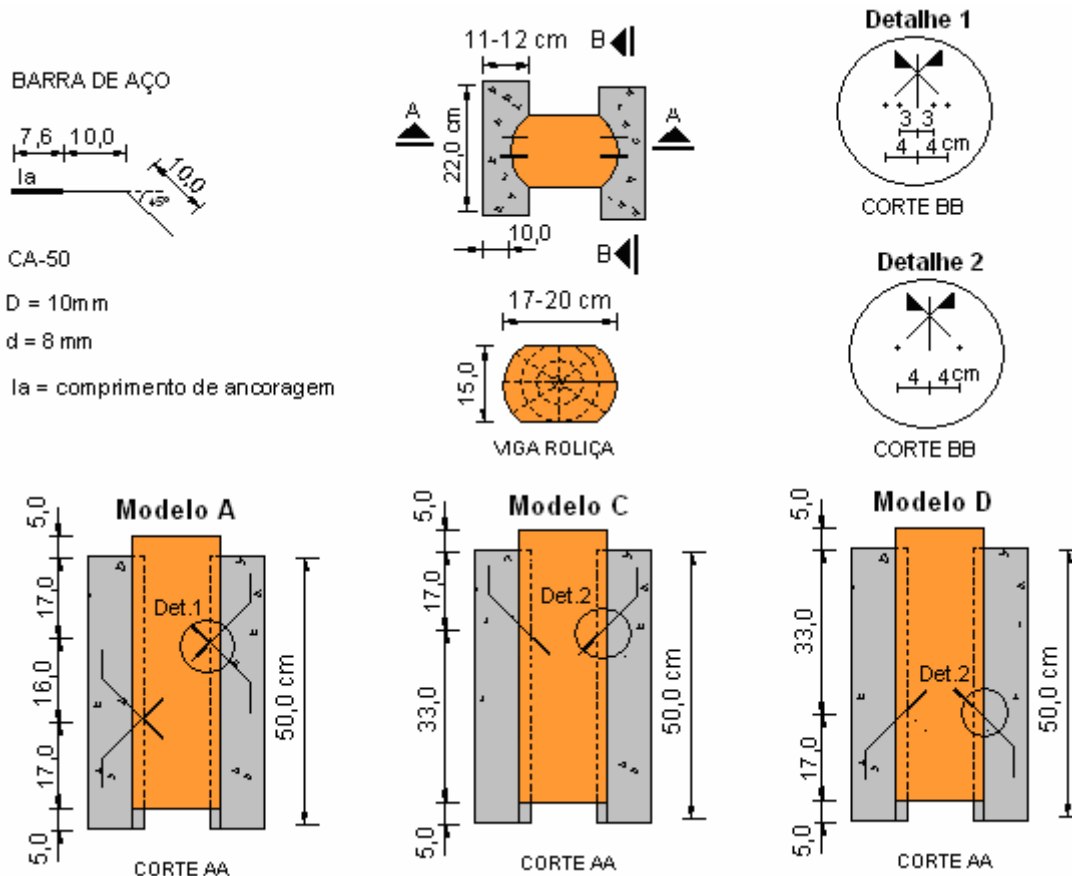


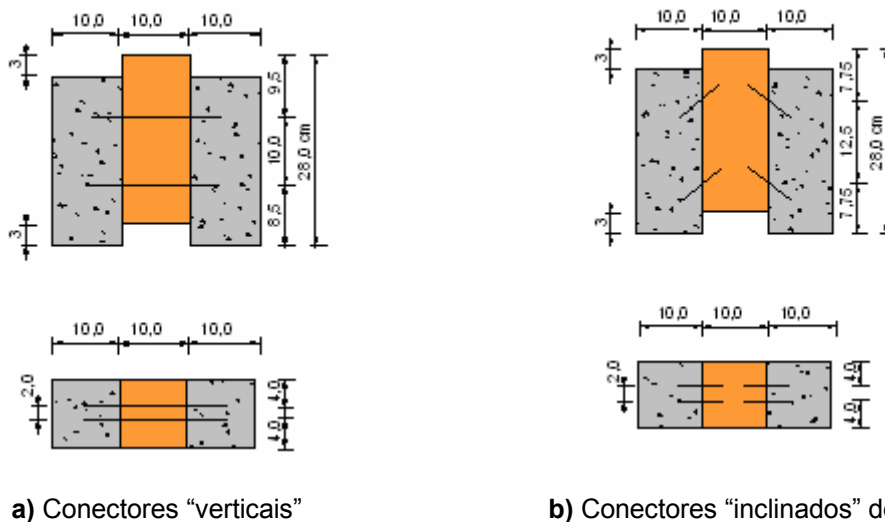
Figura 2.19: Modelos e detalhes de corpos de prova-mistos. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

Tabela 2.4: Resultados médios de resistência e rigidez de cada conector para os modelos A, C e D, PIGOZZO (2004).

Modelo	$F_{u,1conec}$ (kN)	$K_{1conec}$ (kN/mm)
A	25,37	37,20
C	46,96	52,04
D	22,23	23,11

Segundo o autor, as respostas dos conectores em “X” do modelo A não representaram a soma das respostas dos modelos C e D. A utilização dos conectores apresentados no modelo C é mais econômica e eficiente que a utilização dos conectores do modelo A. Além disso, economicamente, a utilização dos conectores apresentados no modelo C não é viável.

ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005) realizou ensaios estáticos de cisalhamento em corpos-de-prova mistos e de flexão em vigas mistas com seção transversal “T”. Utilizou conectores “inclinados” de 50° e conectores “verticais”, formados por barras de aço CA-50, com diâmetro de 12,5mm. Os conectores “verticais” foram fixados nas peças de madeira sem a utilização de resinas, a partir da pré-furação das peças, enquanto que os conectores “inclinados” foram colados com as resinas poliuretanas: A249 e B1640. Utilizou madeiras de Cupiúba (*Goupia glabra*) na umidade 12%. As propriedades físicas consideradas para as peças de madeira dos corpos-de-prova com conectores “inclinados” foram:  $f_{c,w,0}=51,3$  MPa e  $E_{c,w,0}=10524$ MPa e para os corpos-de-prova com conectores “verticais”:  $f_{c,w,0}=54,4$ MPa e  $E_{c,w,0}=13627$ MPa. Para os conectores “inclinados”, o comprimento de ancoragem utilizado na madeira foi de 8cm, sendo o diâmetro do furo de 11mm, e para os conectores “verticais”, o comprimento de ancoragem foi de 10cm, sendo o diâmetro do furo de 14mm, com ancoragem no concreto igual a 5cm. O espaçamento entre os conectores “verticais” foi de 8 vezes o diâmetro do conector, enquanto que entre os conectores “inclinados” foi de 10 vezes o referido diâmetro. As faces da madeira em contato com o concreto foram impermeabilizadas com graxa para se evitar a influência do atrito entre os dois materiais na determinação do módulo de deslizamento da ligação. O concreto utilizado nos corpos-de-prova mistos, neste caso, foi preparado com traço 1: 3,8: 2,4 em peso, com relação água-cimento ( $a/c=0,54$ ). Para os corpos-de-prova com conectores “inclinados” o valor da resistência média a compressão obtido para o concreto, aos 28 dias de idade, foi de 31,1MPa e, do módulo de elasticidade médio na compressão, foi de 38450MPa. Para os corpos-de-prova com conectores “verticais” o valor da resistência média a compressão obtido para o concreto foi de 40,1MPa e do módulo de elasticidade médio na compressão foi igual a 45120MPa. Foi utilizado cimento portland CP II F 32, areia grossa e britas 1”.

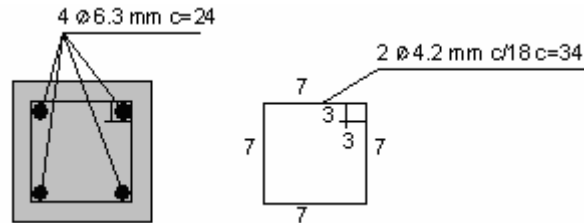


a) Conectores “verticais”

b) Conectores “inclinados” de 50°

**Figura 2.20:** Corpos-de-prova mistos para a realização dos ensaios estáticos de cisalhamento. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

Nos referidos corpos-de-prova foram utilizadas armaduras formadas por barras de aço do tipo CA 50, com diâmetro de 6,3 mm, e estribos formados por barras de aço do tipo CA 60, com diâmetros de 4,2 mm, como mostra a Figura 2.21.



**Figura 2.21:** Detalhe da armadura utilizada nos corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e “inclinados”. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

O valor do módulo de deslizamento das ligações foi obtido, neste caso, por meio de uma secante passando pelos pontos 10% e 50% do valor da força última de ruptura dos corpos-de-prova. Os valores médios do módulo de deslizamento e da resistência última das ligações analisadas, obtidos para os corpos-de-prova mistos com quatro conectores inclinados de 50°, foram 59,45kN/mm (sendo 14,86kN/mm/conector) e 99,50kN (24,88kN/conector), respectivamente. Para os corpos-de-prova com conectores “verticais” estes valores foram 60,32kN/mm (15,08kN/mm/conector) e 99,0kN (24,75kN/conector). Observa-se que os valores obtidos para a força última nos dois tipos de conexões analisadas ficaram muito próximos entre si.

Foram ensaiadas pelo autor um total de oito vigas mistas com seção transversal “T”, apresentando 220cm de comprimento cada, sendo que o vão teórico considerado foi de 200cm. Em quatro vigas mistas foram utilizados conectores “verticais”, e nas demais, conectores “inclinados” de 50°. A Tabela 2.5 apresenta os espaçamentos utilizados para os conectores nas vigas analisadas pelo autor.

**Tabela 2.5:** Quantidade de conectores por viga, ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).

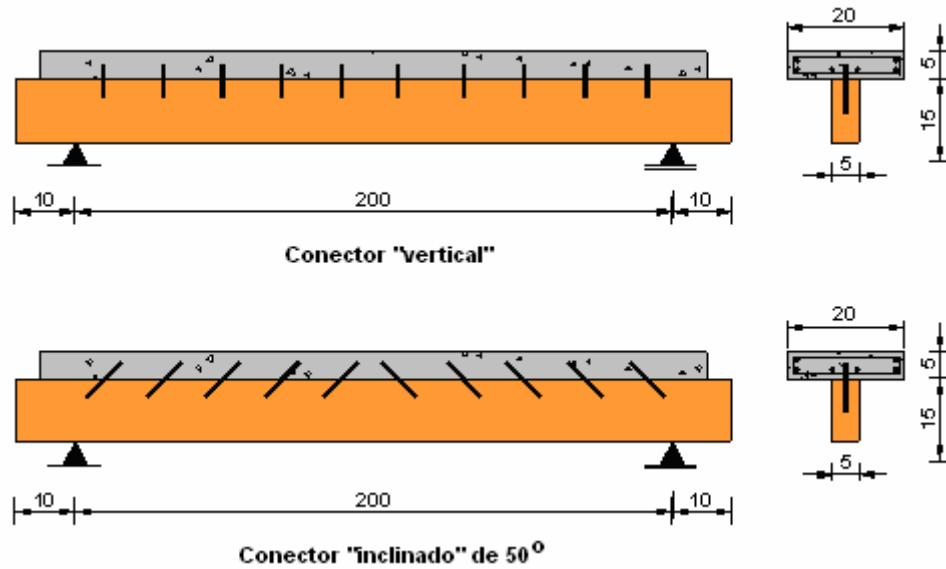
Vigas	Nº de conectores	Espaçamento (cm)	Posição do conector
1 e 2	20	10	Inclinado de 50°
3	14	15	
4	12	20	
5 e 8	20	10	vertical
6 e 7	14	15	

Para o concreto utilizado nas vigas mistas foi mantido exatamente o mesmo traço utilizado para os corpos-de-prova mistos, porém acrescentou-se 9,5% de peso de microsilica em relação ao peso do cimento para o aumento da resistência do concreto e 0,6% de peso de superplastificante, também em relação ao peso cimento, para deixá-lo mais trabalhável.

**Tabela 2.6:** Propriedades físicas dos materiais das vigas, ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).

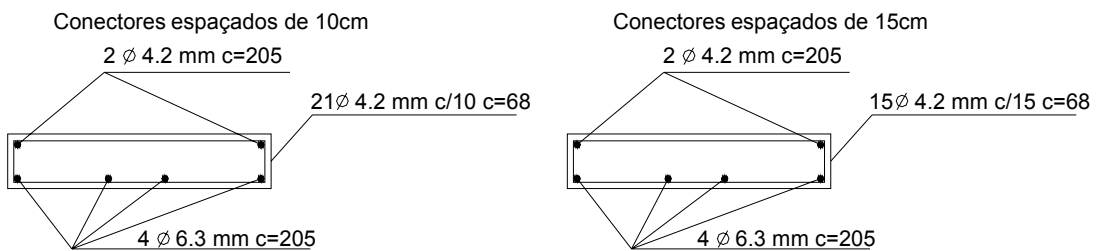
Vigas	Propriedades físicas do concreto		Propriedades físicas da madeira	
	$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{c,m}$ (MPa)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)
1	44,6	44410	51,3	8613,6
2	35,8	40900	51,3	9034,8
3	40,4	43290	51,3	8945,5
4	34,1	41590	51,3	10444,8
5	53,0	42005	54,4	10848,2
6	53,0	42005	54,4	11291,7
7	48,2	37935	54,4	18626,1
8	48,2	37935	54,4	17705,0

As configurações utilizadas para as vigas mistas para a realização dos ensaios estáticos de flexão, neste caso, estão apresentadas na Figura 2.22.



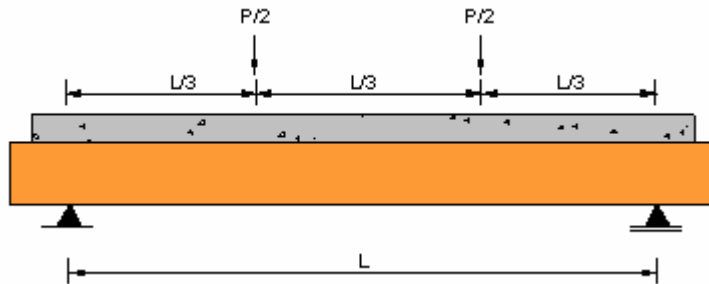
**Figura 2.22:** Vigas mistas para a realização dos ensaios estáticos de flexão. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

Nas armaduras utilizadas nas vigas mistas foram utilizados números diferentes de estribos. Os detalhes das armaduras utilizadas, neste caso, estão apresentados na Figura 2.23.



**Figura 2.23:** Armadura utilizada nas vigas mistas com conectores "verticais" e "inclinados". Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

Foram aplicadas, em cada uma das vigas mistas, cargas concentradas e simultâneas nos pontos  $L/3$  e  $2L/3$  até obtenção do valor correspondente a flecha  $L/500$  (limitação para carga acidental no concreto) sendo as vigas mistas então descarregadas. Posteriormente, realizou-se o mesmo procedimento de carga-descarga para a obtenção do valor correspondente a flecha  $L/300$  (limitação para carga permanente no concreto). No terceiro e último ciclo de carga o ensaio foi conduzido até a ruptura da viga mista.

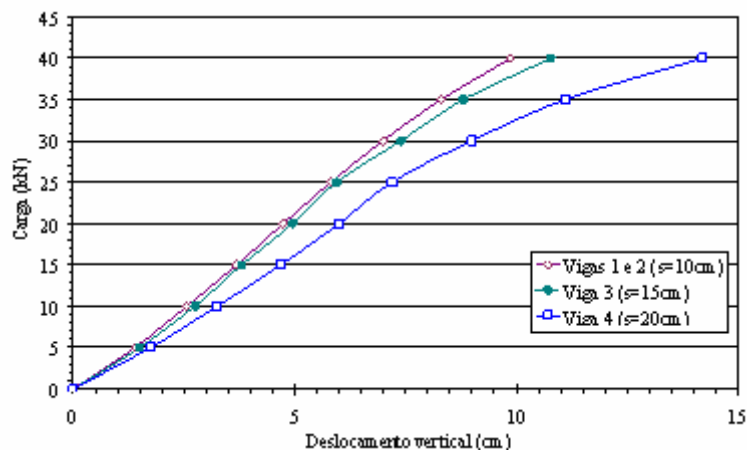


**Figura 2.24:** Esquema estrutural do ensaio de flexão estático realizado nas vigas mistas. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

**Tabela 2.7:** Valores de ruptura para as vigas mistas, ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).

Vigas	Resistência última (kN)
1	52,00
2	53,59
3	70,00
4	45,90
5	62,03
6	51,11
7	64,06
8	63,26

Alguns dos resultados experimentais para as vigas mistas com conectores “inclinados” estão apresentados na Figura 2.25.



**Figura 2.25:** Curva Carga versus Deslocamento vertical para as vigas com conectores “inclinados” de  $50^\circ$ . Fonte: (ALCÂNTARA SEGUNDINHO, 2005).



Os resultados obtidos mostraram que menores espaçamentos entre os conectores implicaram em maiores inclinações para a curva Carga versus Deslocamento vertical e, conseqüentemente, maiores valores para o módulos de deslizamento das conexões. O mesmo comportamento foi verificado para as vigas com conectores “verticais”. Foi também efetuada a comparação entre os resultados experimentais e os resultados teóricos obtidos pela norma EUROCODE 5 (1993) para as vigas mistas com conectores “verticais”. Segundo o autor, o módulo de deslizamento de serviço obtido teoricamente pela norma EUROCODE 5 (1993), para as vigas mistas com conectores “verticais” foram menores que os valores obtidos experimentalmente. Os resultados teóricos e experimentais, neste caso, não apresentaram uma boa correlação.

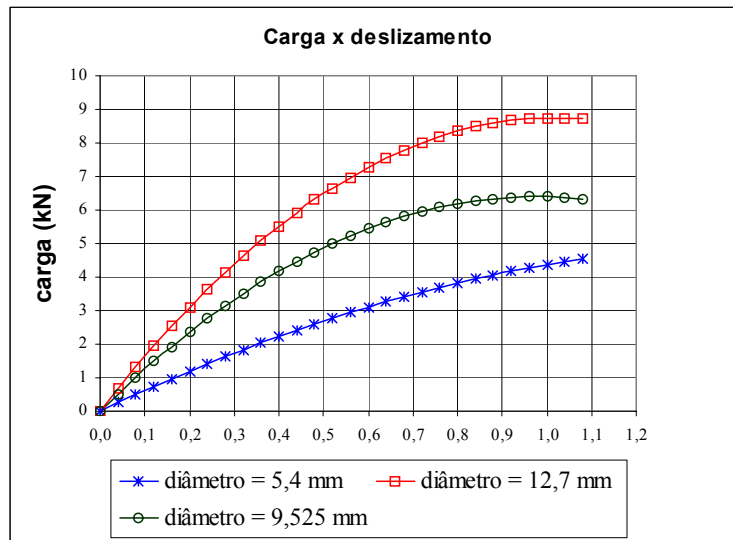
SOUZA, CHAHUD e MAGALHÃES (1998) estudaram a aplicabilidade de resultados obtidos em ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos em duas vigas mistas de madeira-concreto, onde foram adotados pregos como elementos de conexão. Os autores constataram uma grande variabilidade nos resultados experimentais das vigas mistas, o que impossibilitou o estabelecimento de correlações entre resultados das vigas e aqueles obtidos para os corpos-de-prova.

NICOLAS et al (2004) determinaram, por meio de ensaios de cisalhamento em corpos-de-prova mistos, o módulo de deslizamento de conectores formados por pregos (diâmetro de 5,4mm e comprimento de ancoragem na madeira igual 75mm) e por parafusos (diâmetros de 9,525mm e 12,7mm e comprimento de ancoragem na madeira de 80mm) dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante. Foram utilizados um total de quatro conectores em cada corpo-de-prova misto, para cada tipo de conector utilizado. O espaçamento entre os conectores, no caso dos pregos, foi de 50mm e, no caso dos parafusos, foi de 75mm. O comprimento total de cada prego foi de 110mm e de cada parafuso de 120mm. Os deslocamentos foram medidos a cada 2kN de carga de compressão centrada, aplicada aos corpos-de-prova, por meio de uma prensa. Para a confecção dos corpos-de-prova foi utilizada madeira da espécie cupiúba (*Goupia glabra*) e concreto com resistência média e resistência a compressão de 22,0MPa aos 28 dias de idade. Foram ensaiados um total de seis corpos-de-prova para cada caso considerado. A Tabela 2.8 mostra os resultados de resistência e rigidez obtidos pelos autores, neste caso.

**Tabela 2.8:** Carga de ruptura e módulo de deslizamento, NICOLAS et al. (2005).

Conector	Carga de ruptura média no corpo-de-prova (kN)	$K_{ser}$ médio para quatro conector (kN/mm)
Prego – 5,4mm	30,77	6,37
Parafuso – 9,525mm	30,70	11,10
Parafuso – 12,7mm	36,46	14,52

A partir dos ensaios realizados, foi ajustada uma curva média para cada conjunto de resultados, conforme apresentado na Figura 2.26.



**Figura 2.26:** Curva Carga versus Deslizamento para os corpos-de-prova mistos com pregos e parafusos dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante. Fonte: (NICOLAS et al., 2004).

Os resultados experimentais foram comparados com os valores determinados segundo as recomendações do EUROCODE 5 (1993), para a verificação dos estados limites de utilização ( $K_{ser} = 0,125.d.E_{w,0}$ ).

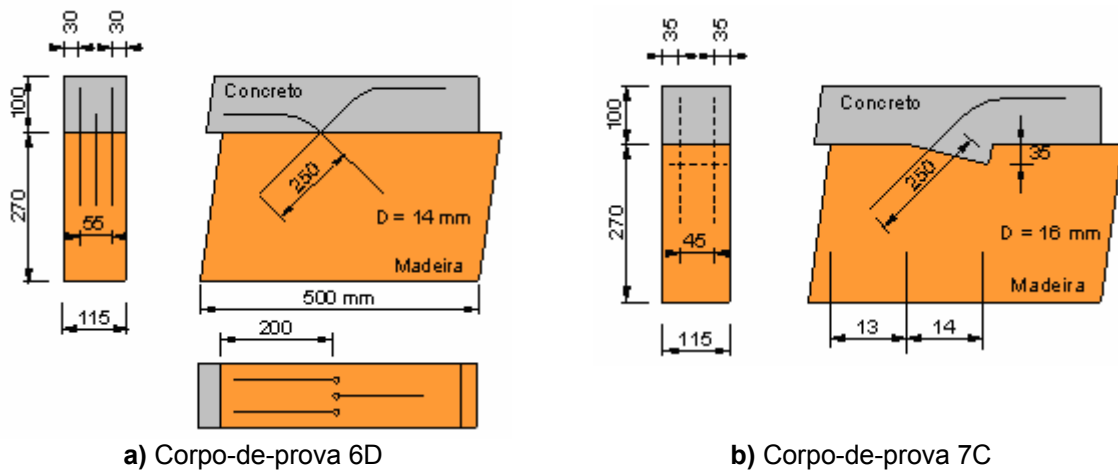
**Tabela 2.9:** Carga de ruptura e módulo de deslizamento, NICOLAS et al. (2005).

Conector	$K_{ser}$ (kN/mm)		
	Ensaio	Curva ajustada	EUROCODE-5
Prego – 5,4mm	6,37	5,19	10,27
Parafuso – 9,525mm	6,37	11,30	18,12
Parafuso – 12,7mm	11,10	15,15	24,16

Os autores concluíram que o aumento do diâmetro do conector não produziu um aumento significativo na carga de ruptura dos corpos-de-prova. No entanto, com o aumento do diâmetro do conector ocorreu um considerável aumento no valor do módulo de deslizamento da conexão. Portanto, para corpos-de-prova mistos construídos com madeiras de *Cupiúba* e concreto com resistência a compressão de 20MPa, com faixa de variação de diâmetro do conector entre 5,4mm a 12,7mm, pode-se estimar um valor médio para o módulo de deslizamento de 10,66 kN/mm (consideração de 4 conectores metálicos). Além disso, os valores do módulo de deslizamento, calculados segundo as recomendações da norma EUROCODE 5 (1993), foram superiores aos valores obtidos a partir dos ensaios efetuados.

### 2.4.3.2. Estudos experimentais realizados no exterior

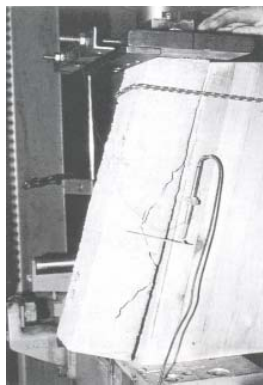
MÄKIPURO et al (1996) realizaram ensaios para a verificação do comportamento de dinâmico de corpos-de-prova mistos de madeira laminada colada e concreto. Foram considerados dois modelos de corpos-de-prova para a realização destes ensaios. O primeiro corpo-de-prova, nomeado por 7C, foi construído com a utilização de um entalhe na interface dos materiais e, o segundo corpo-de-prova, nomeado por 6D, foi construído sem a utilização do referido entalhe. Na composição dos conectores foram utilizadas barras de aço comum, pintadas com primer (pintura de base), com diâmetro de 10mm e coladas com resina epoxi em furos com diâmetros de 14mm e 16mm. O comprimento de ancoragem para as barras de aço utilizado nas peças de madeira foi de 250mm.



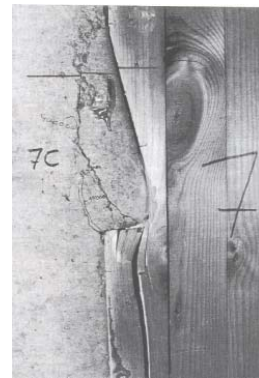
**Figura 2.27:** Corpos-de-prova para os ensaios: Fonte: (Modificado de Mäkkipuro et al 1996).

Nos corpos-de-prova foram instalados DTs (transdutores de deslocamentos) para a medida dos deslizamentos entre os materiais madeira-concreto e também sensores de temperatura próximos a região da conexão. Os corpos-de-prova foram submetidos a carregamentos cíclicos numa frequência de excitação constante de 6Hz. O corpo-de-prova 6D foi submetido inicialmente a um nível máximo de carga de 65% da resistência última estática da conexão. Porém, esse nível de carga mostrou-se muito elevado e, para o corpo-de-prova 7C, esse nível máximo de carga foi diminuído para 58% da resistência última da ligação. Após os ciclos de carga, os corpos-de-prova foram carregados estaticamente até a ruptura. No corpo-de-prova 6D os autores observaram que após a aplicação de 159.720 ciclos de carga a conexão começou a perder rigidez rapidamente. Para 500.000 ciclos aplicados registrou-se um deslizamento residual relativamente elevado e igual a 2,5mm, sendo que, a maior temperatura registrada na linha de cola foi de 54°C. Esse valor elevado de temperatura pode ser a razão para a magnitude do deslizamento registrado. Observou-se também que as barras de aço tracionadas foram sendo arrancadas da peça de madeira

enquanto as barras comprimidas sofreram flexão. No corpo-de-prova 7C, a utilização do entalhe diminuiu o deslizamento entre os materiais para 0,41mm. A medida dos deslizamentos, neste caso, foi efetuada com a aplicação de 506.070 ciclos de carregamento. Observou-se na região do entalhe, para este número de ciclos, a ocorrência de fissuração no concreto com esmagamento na direção das fibras da madeira, seguida de separação das mesmas. Segundo os autores, por apresentar tendência de soltura na presença da resina epoxi, a base de primer não é recomendada para conexões onde as barras de aço são tracionadas.



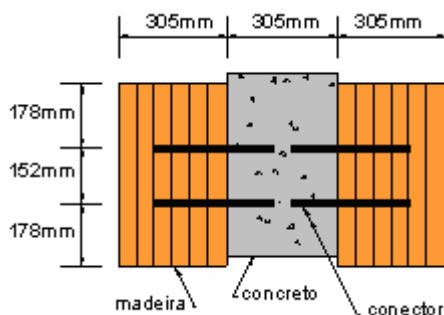
a) Corpo-de-prova 6D



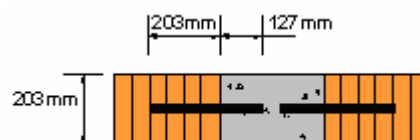
b) Corpo-de-prova 7C

**Figura 2.28:** Situação dos corpos-de-prova após os ensaios dinâmicos: Fonte: Mäkipuro et al 1996.

WEAVER et al (2004) realizaram ensaios dinâmicos em corpos-de-prova mistos e também em vigas mistas de madeira-concreto. Os ensaios foram realizados, neste caso, para a simulação do efeito do tráfego de veículos sobre uma ponte mista com 21,34 metros de comprimento. Foram utilizados, nos corpos-de-prova e vigas, conectores “verticais”, formados por barras de aço com diâmetro de 31,75mm, coladas em peças de madeira laminada colada. Utilizaram também concreto com resistência a compressão igual a 33,9MPa. Os autores analisaram um total de sete corpos-de-prova mistos (S1-S7) e duas vigas mistas (G1-G2).



a) Vista lateral do corpo-de-prova



b) Vista superior do corpo-de-prova

**Figura 2.29:** Configuração dos corpos-de-prova: (S1-S7). Fonte: (Modificado de Weaver 2004).

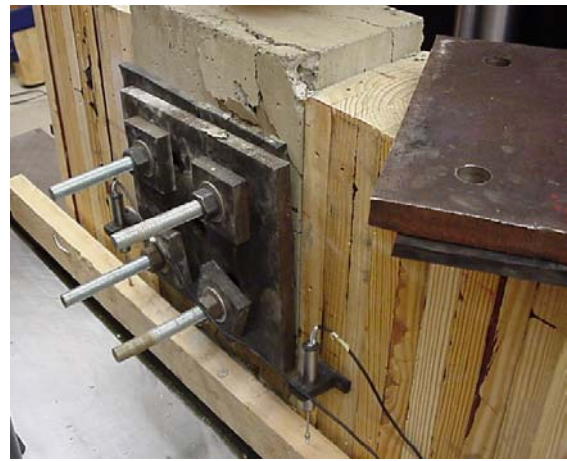
O primeiro corpo-de-prova ensaido foi o S6 que, devido a ausência de armadura, falhou prematuramente apresentando fissuras no concreto. Para impedir este tipo de falha nos demais corpos-de-prova, confinou-se o concreto através da utilização de duas placas de aço com 25mm de espessura cada, conforme mostra a Figura 2.30b.

A fixação destas placas foi efetuada através de quatro barras de aço com 25mm de diâmetro, transpassadas no sentido perpendicular ao plano dos conectores. Em ambos os lados dos corpos-de-prova, entre a placa de aço e o concreto, foi utilizada uma placa de neoprene com 19mm de espessura para distribuição da pressão de confinamento.

A quantificação do deslizamento relativo entre a madeira e o concreto nos corpos-de-prova mistos foi efetuada com a utilização de DTs posicionados, neste caso, em ambos os lados dos corpos-de-prova.



a) Ensaio do corpo-de-prova S6



b) Ensaio dos demais corpos-de-prova

**Figura 2.30:** Ensaio dos corpos-de-prova: (S1-S7). Fonte: (Modificado de Weaver 2004).

A capacidade resistente dos conectores foi obtida a partir de ensaios estáticos realizados em quatro corpos-de-prova (S4-S7), até a ruptura, a uma velocidade 0,148kN/seg. A capacidade média de resistência dos corpos-de-prova S4, S5 e S7 foi de 387kN (96,75kN/conector).

Os demais corpos-de-prova (S1-S3) foram submetidos a  $2 \times 10^6$  ciclos de carregamento com amplitude constante, sendo  $R=0,44$  e  $f=3\text{Hz}$ . Os valores das cargas cíclicas consideradas para os ensaios dinâmicos, neste caso, foram:  $F_{\max}=167,24\text{kN}$  (41,81kN/conector) e  $F_{\min}=72,96$  (18,24kN/conector). Estes valores corresponderam respectivamente a 43% e 19% da capacidade média de resistência obtida entre os corpos-de-prova S4, S5 e S7. Segundo os autores, o valor de 41,81kN é o máximo valor de esforço cortante que deve ocorrer em cada conector devido a soma das cargas acidental e permanente. Por outro lado, o valor de 18,24kN é o máximo valor de esforço cortante que deve ocorrer em cada conector devido somente ao efeito da carga permanente. Os corpos-

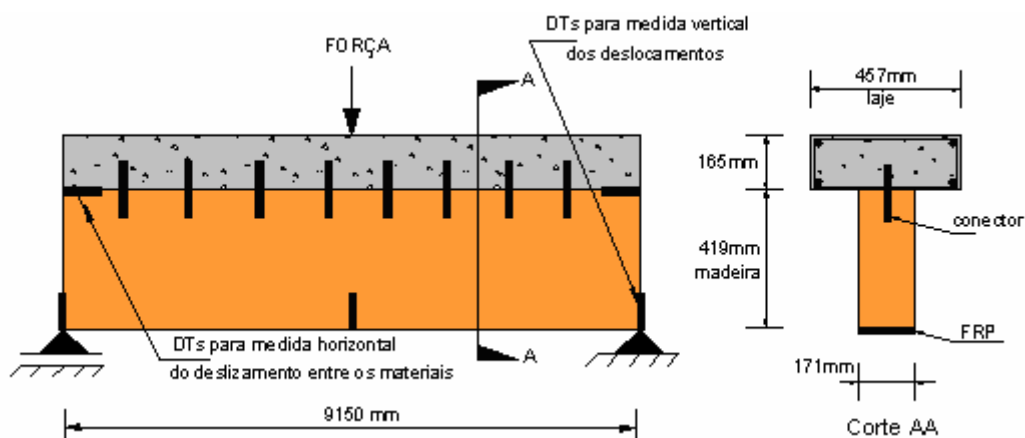
de-prova submetidos aos ensaios dinâmicos foram posteriormente seccionados no plano dos conectores para a verificação das causas das falhas, como pode ser observado na Figura 2.31.



**Figura 2.31:** Modos de falha observados nos corpos-de-prova. Fonte: (Modificado de Weaver 2004).

Os modos de falha, observados nos corpos-de-prova (S1-S3), após os ensaios dinâmicos, ocorreram nas regiões dos conectores, sendo estes modos de falha referentes ao esmagamento da madeira ocorrido paralelamente as fibras, flexão na barra de aço e algumas fissuras no concreto. Foram observados, neste caso, valores de deslizamentos entre 1-1,3mm que, segundo os autores, são atribuídos aos danos acumulados na forma de esmagamentos locais dos materiais ao redor dos conectores.

Nas vigas G1 e G2 submetidas a ensaios dinâmicos de flexão os autores utilizaram uma camada (10mm de espessura) de polímero reforçado com fibras de vidro. Este material, conhecido no meio técnico como FRP (Fiber-reinforced polymer), tem sido usado em superestruturas de pontes para o reforço de vigas nas regiões de altas tensões.



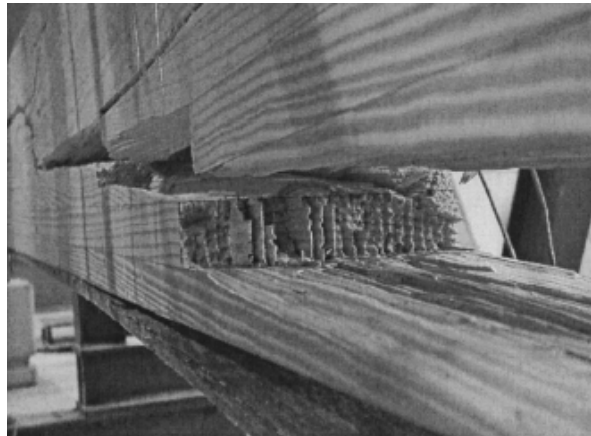
**Figura 2.32:** Configuração para as vigas mistas G1 e G2. Fonte: (Modificado de Weaver 2004).

As vigas foram sujeitas a  $2 \times 10^6$  ciclos de carga com amplitude de carregamento constante, sendo que na viga G1, os conectores foram espaçados de 305mm e na viga G2

de 152mm. As cargas utilizadas nos ensaios das vigas procuraram simular o efeito real do tráfego de veículos. Assim, as cargas cíclicas máximas e mínimas aplicadas em ambas as vigas, G1 e G2, foram  $F_{\max}=98,30\text{kN}$   $F_{\min}=38,70\text{kN}$ , que corresponderam respectivamente a 40% e 15% do valor médio obtido para a capacidade estática de resistência das vigas.

A carga última para a viga G1 foi de 222,41kN e para a viga G2 de 311,38kN. As cargas cíclicas foram aplicadas no meio do vão a uma frequência de 1Hz.

Os autores observaram que as flechas aumentaram a partir dos ciclos de carga. Além disso, os modos de falha, observados após os ciclos de carga, foram muito semelhantes para as duas vigas analisadas, ou seja, falha na parte inferior da viga de madeira por delaminação.



**Figura 2.33:** Modo de falha observado nas vigas G1 e G2. Fonte: (Modificado de Weaver 2004).

Os autores afirmam ainda que parte das deformações nas vigas mistas foram referentes ao efeito de fluência. As vigas G1 e G2, antes de serem submetidas aos carregamentos cíclicos permaneceram em observação por um período de 8 meses e foi constatado que o peso próprio das vigas exerceu influência nesse período. A capacidade resistente da viga G2 foi maior que a viga G1, por apresentar três vezes mais conectores.

## 2.5. Comportamento do aço submetido a cargas cíclicas

Segundo LIMA (1983), a ruptura por fadiga de uma seção transversal de aço, promovida por uma determinada variação de tensão,  $\Delta\sigma$ , e determinado número de ciclos de carregamento, N, depende fundamentalmente da conformação superficial das barras de aço. Em aços com mossas ou saliências, para um número de ciclos igual a  $2 \times 10^6$ , a variação de tensão que promove a fadiga é igual a  $\Delta\sigma = 2200\text{kgf/cm}^2$ . Para um número de ciclos menor que  $2 \times 10^6$  não haverá ruptura por fadiga. Além disso, aços lisos conformam-se melhor a fadiga do que aqueles que tem mossas ou saliências. No caso de barras de aço

lisas, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos, a amplitude de variação de tensões que promoverá a fadiga será igual a  $\Delta\sigma = 3200 \text{ kgf/cm}^2$ .

**Tabela 2.10:** Experiências em aços com mossas ou saliências, LIMA (1983).

$\Delta\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Número de ciclos que provocam a ruptura por fadiga no aço (N)
4000	$0,1 \times 10^6$
3400	$0,2 \times 10^6$
2700	$0,5 \times 10^6$
2300	$1,0 \times 10^6$
2200	$2,0 \times 10^6$
$\leq 2200$	Não há ruptura por fadiga

## 2.6. Análise numérica do sistema misto madeira-concreto

Atualmente, com o avanço dos microcomputadores, estudos de caráter numérico têm ocorrido com maior frequência. Dentre as ferramentas existentes para análise numérica destacam-se programas comerciais ou softwares específicos (SAP2000, ANSYS, ABAQUS, ADYNA etc) desenvolvidos com base no Método dos Elementos Finitos. Esses softwares possibilitam reproduzir numericamente o comportamento das estruturas evitando-se custos inerentes à realização de ensaios experimentais sem a necessidade do desenvolvimento analítico, em geral descritos por equacionamentos custosos, em razão da considerável complexidade da análise nos campos das tensões e das deformações.

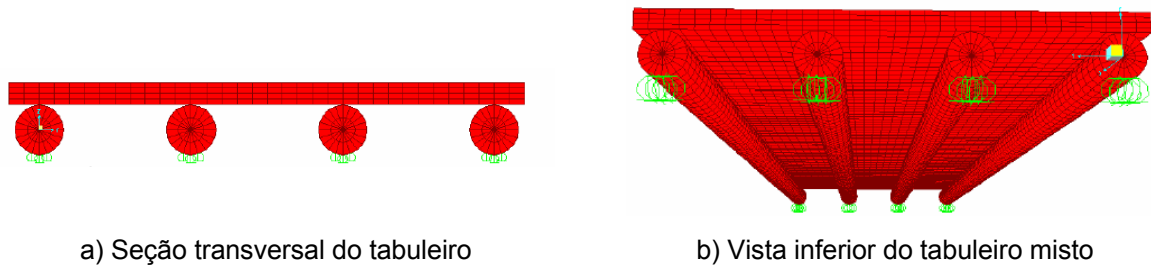
No contexto nacional, estruturas mistas envolvendo os materiais madeira-concreto têm sido amplamente estudadas no que se refere aos aspectos teóricos e experimentais e, mais recentemente, no referente aos aspectos numéricos.

### 2.6.1. Estudos numéricos realizados no Brasil

ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005) analisou numericamente o comportamento do global sistema misto madeira-concreto com conectores “verticais” formados por barras de aço fixadas por pré-furação das peças de madeira, a partir da utilização do software SAP2000Nonlinear. Na confecção do modelo utilizou o elemento de barra (Frame) para representar os conectores de aço e o elemento sólido (Solid) para representar os materiais madeira e concreto. O coeficiente de Poisson considerado para o concreto foi de 0,20 e para a madeira 0,30. A laje de concreto foi discretizada em 10880 elementos retangulares com dimensões 50x50x17,5mm e as vigas roliças de madeira discretizadas em 12800 elementos com 50mm de comprimento e 40mm de altura, sendo o ângulo de rotação igual a 18°, neste caso. O elemento de barra que simulou o conector de aço foi admitido com diâmetro de 12,5mm e comprimento de 2,5mm. Os carregamentos considerados na modelagem numérica foram aplicados em concordância com aqueles utilizados nos ensaios



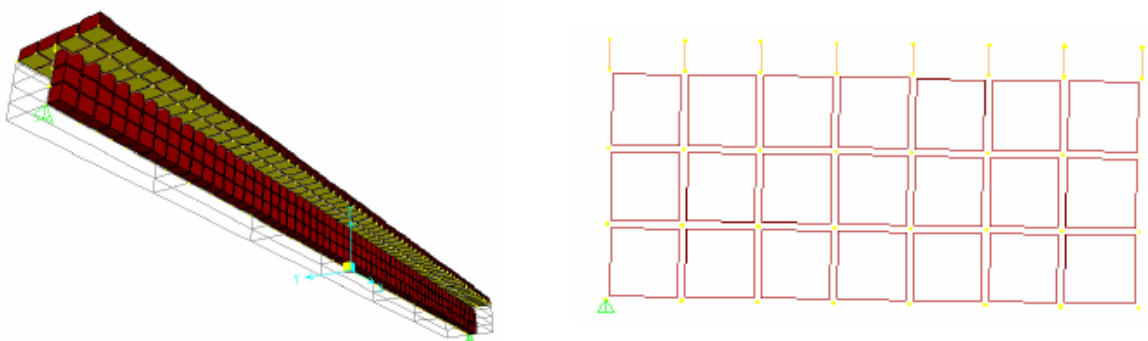
experimentais, ou seja, trem tipo de 120kN (60kN/roda) posicionado no centro do tabuleiro misto. As translações dos nós dos apoios, nas extremidades das vigas de madeira, foram restringidas nas três direções e as rotações em torno dos eixos principais foram liberadas.



**Figura 2.34:** Discretização dos elementos do tabuleiro misto a partir do software SAP2000Nonlinear. Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

O autor concluiu que houve proximidade entre os resultados numéricos e experimentais e que esta proximidade foi devida ao baixo carregamento aplicado ao tabuleiro misto. Afirma ainda, que o modelo numérico ajustado representou o sistema misto e também os esforços na estrutura analisada.

SORIANO (2001), com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), também analisou globalmente o sistema misto madeira-concreto, a partir da utilização do software SAP2000Nonlinear. Efetuou a comparação com os resultados experimentais de vigas mistas com conectores “verticais”, formados por pregos e parafusos, sendo que, na modelagem do sistema considerou a madeira e o concreto como elementos de casca (Shell) e os conectores metálicos como elementos de barra (Frame). A malha dos elementos madeira e concreto foram definidas por elementos retangulares onde a espessura atribuída a cada elemento representou a espessura real dos materiais. Os elementos de barra que representaram os conectores foram vinculados às malhas dos elementos que representaram a madeira e o concreto, como mostra a Figura 2.35b. O carregamento aplicado no modelo foi condizente com o carregamento aplicado no ensaio experimental, ou seja, força concentrada de 20kN no meio do vão.



**Figura 2.35:** Discretização dos elementos. Fonte: (Modificado de SORIANO 2001).

Como resultado, o autor verificou que a modelagem dos sistema misto através do software SAP2000 apresentou resultados distantes daqueles observados nos ensaios de laboratório. Segundo o autor, os resultados da modelagem numérica seriam melhorados com a utilização de um modelo capaz de representar os efeitos da não-linearidade física dos materiais, visto que o software utilizado analisa somente a não-linearidade geométrica.

### 2.6.2. Estudos numéricos realizados no exterior

DIAS (2005) com base no MEF analisou numericamente o sistema misto de ligação com conectores “verticais”, formados por barras de aço, através da utilização do software Marc MSC (2003). Os conectores de cisalhamento foram modelados por elementos de viga e os materiais madeira e concreto por elementos sólidos com um total de oito nós. Os valores do coeficientes de atrito utilizados nas interfaces madeira-concreto, aço-madeira e aço-concreto foram 0,57, 0,50 e 0,90, respectivamente. Os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson para o concreto foram obtidos a partir de valores normatizados, com base em concretos com o mesmo valor de resistência na compressão. O autor considerou ainda um comportamento ortotrópico para a madeira e os valores dos módulos de elasticidade longitudinais e transversais admitidos, neste caso, foram:

$$E_x = E_0 \quad (2.40)$$

$$E_y = E_z = \frac{E_x}{30} \quad (2.41)$$

$$G = G_{xy} = G_{yz} = G_{zx} = \frac{(E_x + E_y)}{32} \quad (2.42)$$

O autor afirma ainda que a melhor resposta da madeira com relação a curva Força versus Deslocamento, durante o processo de plastificação dos materiais, foi conseguida quando a razão entre a tensão de plastificação na direção radial e longitudinal das fibras foi igual a 0,19.

FLORES, RIOSECO e MATAMAL (2007) analisaram numericamente com base no MEF, a partir da utilização do software ANSYS, o sistema de conexão “vertical” utilizando barras de aço com diâmetro de 12,5mm, unindo peças de madeira. Os autores consideraram um comportamento ortotrópico para a madeira a partir de curvas (tensão versus deformação) bi-lineares em cada uma das direções do material. As inclinações dessas curvas, após o trecho linear elástico, em cada uma das direções ortogonais foram representadas pelos seguintes valores:  $E_{Tx}=0,41\text{kg/mm}^2$  (módulo tangente na direção radial);  $E_{Ty}=28,00\text{kg/mm}^2$  (módulo tangente na direção longitudinal das fibras);  $E_{Tz}=0,41\text{kg/mm}^2$  (módulo tangente na direção tangencial às fibras). As constantes de

calibração para a caracterização do aço, neste caso, foram:  $E=21000\text{kg/mm}^2$  (módulo de elasticidade);  $\nu=0,3$  (coeficiente de Poisson);  $\sigma=50\text{ kg/mm}^2$  (tensão de fluência) e  $E_T=380\text{kg/mm}^2$  (módulo tangente).

## 2.7. Conclusões gerais a partir da revisão bibliográfica

De um modo geral, apesar do crescente interesse no estudo das ligações mistas madeira-concreto, observa-se que as investigações numéricas e experimentais ainda não produziram conclusões suficientes para uma adequada análise do seu comportamento.

Os documentos normativos consultados não mencionam os métodos de ensaio ou o formato dos corpos-de-prova para a determinação da rigidez ou da resistência última da conexão em ligações mistas de madeira-concreto. Tomam por analogia as recomendações para as ligações entre peças de madeira. No entanto, o ensaio de cisalhamento, realizado diretamente em corpos-de-prova, ainda representa a melhor maneira de se conhecer o verdadeiro comportamento mecânico dos conectores.

Não existem indicações normatizadas referentes aos métodos de ensaios para verificação do comportamento dinâmico da ligação mista madeira-concreto.

### 2.7.1. Com relação ao comportamento da ligação aço-madeira

A resina do tipo epóxi é o adesivo mais adequado para a colagem de barras de aço em peças estruturais de madeira.

As barras de aço, utilizadas como conectores, devem ser necessariamente galvanizadas.

Não existem evidências de que o tratamento da madeira com CCA influencie na resistência de ancoragem.

Ainda não é possível relacionar as propriedades dos materiais envolvidos com o comportamento dinâmico na ligação aço-madeira.

Também não é possível prever um comportamento médio que represente verdadeiramente o comportamento dinâmico de barras de aço coladas em peças estruturais de madeira.

### 2.7.2. Com relação ao comportamento da ligação aço-concreto

Diferentemente da ancoragem na madeira, a extremidade da barra de aço aderida ao concreto permite, além do comprimento de ancoragem, a utilização de dobras.

O carregamento repetido em barras de aço imersas em peças de concreto reduz a rigidez de aderência das barras de aço.

A aplicação do carregamento cíclico faz com que os escorregamentos nas peças de concreto aumentem mais rapidamente no início dos ciclos e, mais lentamente, com o passar do tempo, tendendo a estabilizar-se em um valor final.

Os modelos teóricos e numéricos existentes ainda não têm uma resposta satisfatória com relação ao comportamento da aderência aço-concreto.

### **2.7.3. Com relação comportamento da ligação madeira-concreto**

Os conectores em “X” apresentam alta resistência e rigidez, permitem uma melhor distribuição das tensões e trabalham necessariamente a tração.

Os conectores “verticais” são fixados na madeira com maior facilidade com relação aos conectores em “X” e trabalham necessariamente ao embutimento na madeira.

Ainda não é possível dimensionar os conectores quanto a resistência e módulo de deslizamento. Não se conhece a exata capacidade do conector na madeira, no concreto e nem do próprio conector.

Nos corpos-de-prova mistos e vigas mistas não é possível definir o comprimento de ancoragem no concreto para os conectores inclinados com base na norma de concreto 6118/2004. A disposição utilizada para estes conectores aumenta o comprimento de ancoragem necessário para conter os esforços de tração nas barras de aço. No entanto, nenhuma ocorrência de ruptura por aderência no concreto foi constatada a partir dos ensaios analisados na literatura. Além disso, na prática, não há interesse em se trabalhar com espessuras de peças de concreto maiores que as mínimas necessárias à flexão para satisfazer as exigências de ancoragem nos tabuleiros mistos.

Os danos provocados pela ação de carregamentos cíclicos em corpos-de-prova mistos são verificados geralmente nas vizinhanças dos conectores.

Não existem indicações normatizadas relacionando a amplitude de força, frequência de excitação e número de ciclos a serem aplicados nos ensaios em corpos-de-provas mistos para a quantificação da resistência e da rigidez do sistema de ligação.

A norma EUROCODE 4 (2001)<sup>2</sup> recomenda que nos ensaios de dinâmicos em corpos-de-prova mistos sejam utilizados carregamentos cíclicos variando entre 5% e 40% da força máxima prevista para ligação. Porém esta recomendação refere-se a ensaios em corpos-de-prova mistos de aço-concreto.

---

<sup>2</sup> EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION (2001) – (Draft No. 3 of prEN 1994-1-1). *Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1. General rules and rules for buildings*. Brussels.

#### **2.7.4. Com relação à análise numérica do sistema misto**

A simulação numérica permite a análise detalhada dos aspectos de interesse como, por exemplo, a concentração de tensões nos conectores de cisalhamento e nas regiões próximas aos mesmos, o que não é possível de se observar claramente nos ensaios experimentais.

A grande maioria dos trabalhos observados na literatura não consideram o verdadeiro comportamento dos materiais e nem dos conectores.

Os modelos observados propõem formas simplificadas de análise sem considerar os modos de falha obtendo, desta forma, respostas muito conservadoras.

A maioria das simulações numéricas observadas foram efetuadas a partir da consideração de uma análise linear elástica. Neste caso, os resultados são válidos na medida em que as deformações plásticas dos materiais são pequenas.

Na maioria dos modelos observados as conexões foram modeladas por elementos de barra, unidos por nós comuns, pertencentes aos três materiais, sem considerar, no entanto, para o conector de aço, sua verdadeira configuração discretizada. Essa estratégia de modelagem não permite a verificação de aspectos localizados importantes como, por exemplo, a concentração de tensões para os conectores de aço.

Não foi encontrado na literatura nenhum registro da análise numérica do sistema misto de conexão madeira-concreto relacionado ao acúmulo das deformações residuais dos materiais, em decorrência da manutenção do número de ciclos de carga aplicados, para verificação da perda de rigidez do sistema conexão.

### **2.8. Desenvolvimento do trabalho a partir da revisão bibliográfica**

Com base nas conclusões da revisão bibliográfica realizou-se um programa numérico e experimental com a finalidade principal de se determinar a perda de rigidez de ligações mistas que utilizam conectores “verticais” e em “X”, formados por barras de aço coladas. Para tanto, conforme apresentados nos capítulos seguintes, foram realizados ensaios de ancoragem em barras de aço coladas, para verificação do comportamento de resinas estruturais sob a ação de cargas cíclicas, assim como ensaios de cisalhamento em corpos-de-provas mistos e de flexão em vigas mistas para verificação da perda de rigidez do sistemas mistos de conexão “vertical” e em “X”, a partir da aplicação de carregamentos cíclicos, além da modelagem numérica destes sistemas de conexão para verificação dos referidos comportamentos.

### 3. ANÁLISE EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentados os materiais, métodos e resultados referentes a análise experimental do comportamento de ancoragem de barras de aço coladas em corpos-de-prova de madeira, assim como de conectores “verticais” e em “X”, dispostos em corpos-de-prova mistos, submetidos ensaios de cisalhamento, e em vigas mistas sujeitas a ensaios de flexão. Todos os ensaios apresentados neste capítulo foram realizados sob o ponto de vista estático e dinâmico.

#### 3.1. Ensaios de ancoragem em barras de aço coladas

Para a verificação do comportamento de ancoragem das barras de aço coladas em peças de madeira foram realizados, neste trabalho, os ensaios propostos 1 a 5.

##### 3.1.1. Materiais utilizados

Foram utilizadas nos ensaios de ancoragem duas espécies de madeiras de reflorestamento, tratadas com CCA: *Pinus taeda* e *Eucalipto citriodora*.

Na colagem das barras de aço utilizou-se duas resinas bi-componentes do tipo epóxi: Compound Adesivo e Sikadur 32, e uma mono-componente do tipo poliuretana: Purweld 665. Segundo os fabricantes das resinas epoxi, estas apresentam cura inicial de 4 horas e cura final de 7 dias e são recomendadas para a colagem entre peças de concreto, de madeira, e para ancoragens em geral, estando as superfícies dos materiais em contato umidas, porém não encharcadas. Em 24 horas, a resistência a compressão da resina Sikadur 32 é de 60MPa e da resina Compound Adesivo é de até 100MPa. Uma camada entre 1 e 2 mm é suficiente para promover a aderência para as resinas epóxis. A resina Purweld 665 é indicada para a colagem entre peças de madeira com alto teor de umidade. O tempo de cura para esta resina é de 3 horas tendo consumo de 150-300g/m<sup>2</sup>.

Foram utilizadas nos ensaios de ancoragem barras de aço comum (superfícies com mossas), galvanizadas, do tipo CA-50, com diâmetro de 6,3mm.

Para a condução dos ensaios estáticos e dinâmicos foi utilizada a máquina universal DARTEC M1000/RC, com atuador servo hidráulico de capacidade 100kN (10.000kgf) e sistema de aquisição de dados totalmente informatizado.

##### 3.1.2. Metodologia experimental

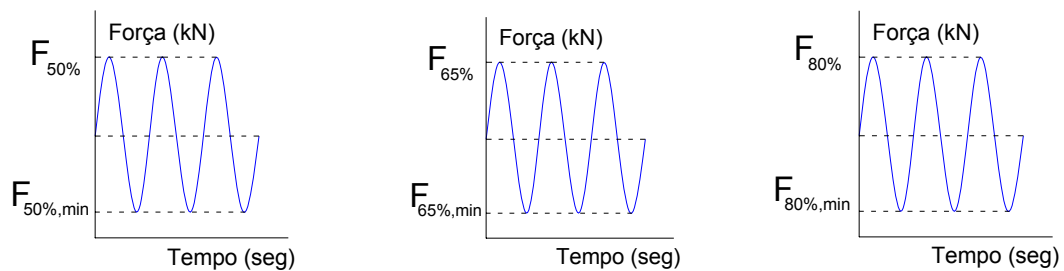
Os ensaios estáticos e dinâmicos foram conduzidos com controle de deslocamento do pistão.

### 3.1.2.1. Estáticos estáticos

Foram realizados em três ciclos de carga, sendo os dois primeiros ciclos com carga aplicada até 50% da resistência da ligação, NBR 7190/97 (determinada inicialmente a partir de um corpo-de-prova-gêmeo) e o terceiro ciclo com carregamento aplicado até a ruptura.

### 3.1.2.2. Ensaios dinâmicos

Os corpos-de-prova foram submetidos a  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, com frequência de excitação de 5Hz, com aplicação de cargas cíclicas de tração. Esse valor de frequência foi definido com base no trabalho de MACEDO (2000), visando, inicialmente, diminuir o tempo de ensaio. Considerou-se três níveis máximos para os carregamentos cíclicos: 50%, 65% e 80% dos valores obtidos para as resistências médias de ancoragem,  $F_{m,rupt}$ , determinadas a partir dos ensaios estáticos. Esses níveis máximos de carga foram nomeados por  $F_{50\%}$ ,  $F_{65\%}$ ,  $F_{80\%}$ . Os correspondentes níveis mínimos de carga, nomeados por  $F_{50\%,min}$ ,  $F_{65\%,min}$  e  $F_{80\%,min}$  foram tomados com 10% dos valores considerados para os carregamentos cíclicos máximos e, portanto, a relação de carga utilizada, neste caso, foi  $R=0,1$ .



a) Ensaio com 50% da  $F_{m,rupt}$     b) Ensaio com 65% da  $F_{m,rupt}$     c) Ensaio com 80% da  $F_{m,rupt}$

Figura 3.1: Parâmetros considerados para os ensaios dinâmicos de ancoragem.

### 3.1.2.3. Amostra

A determinação do número de corpos-de-prova utilizados para realização dos ensaios estáticos e dinâmicos foi feita com base no modelo fatorial  $2^2$  para os seguintes fatores: “umidade de colagem da madeira” e “tipo de resina”, para os níveis: “U1, U2 e U3” (ver item 3.1.2.4 a seguir) e “Sikadur 32 e Compound Adesivo”. Foram assim consideradas quatro replicações para as barras de aço em cada caso.

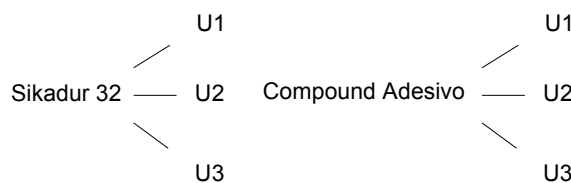


Figura 3.2: Combinações de teste para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos.

### 3.1.2.4. Umidades

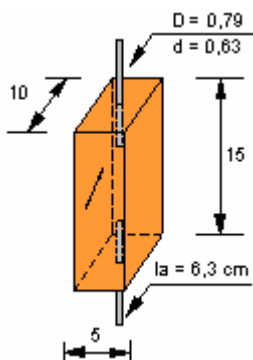
Foram consideradas três faixas de umidade para a colagem das barras de aço: U1, U2 e U3, correspondentes, respectivamente, aos seguintes intervalos: U1=12%±1%, U2=17%±1% e U3=22%±1%.

### 3.1.2.5. Controle da umidade

Para se obter a umidade esperada em cada corpo-de-prova, para a colagem das barras de aço, controlou-se a massa de água contida. Com a necessidade de se aumentar a massa de água as peças de madeira ficaram imersas em água até atingirem a massa desejada. Com a necessidade de se retirar parte da massa de água algumas peças de madeira foram expostas ao ar livre. Após atingirem as massas correspondentes às faixas de umidades esperadas, as peças de madeira foram colocadas separadamente em sacos transparentes de polietileno, onde permaneceram por um período de 20 dias, para homogeneização da massa de água em todo seu volume. Posteriormente, foi efetuada a furação das peças de madeira e realizada a colagem das barras de aço.

### 3.1.2.6. Preparação dos corpos-de-prova

As barras de aço foram coladas nas peças de madeira com uma inclinação de 45° em relação as fibras. O diâmetro utilizado para os furos na madeira foi de 7,9mm ( $D = 1,25d$ ), conforme recomendações de BUCHANAN e MOSS (1999). As dimensões admitidas para a seção transversal das peças de madeira foram 5cmx10cm. Essas dimensões consideram, com base na resistência estática da madeira a 45° que a ruptura, em função da carga aplicada, ocorre justamente na ligação. Foram também respeitadas as distâncias mínimas entre o centro da barra de aço e as bordas da peça de madeira ( $e \geq 1,5d$ ), conforme recomendações de BUCHANAN e MOSS (1999). O comprimento de ancoragem utilizado para as barras de aço foi de 6,3cm, sendo este valor obtido a partir da relação de esbeltez  $\lambda = l_a/d$ , para  $\lambda = 10$ , de acordo com BAIMBRIDGE, HARVEY e METTEM (2001).



**Figura 3.3:** Corpo-de-prova para os ensaios estáticos e dinâmicos. Fonte: (Modificado de BAIMBRIDGE, HARVEY e METTEM 2001).



### 3.1.2.7. Retirada dos corpos-de-prova das vigas de madeira

Os corpos-de-prova foram retirados de sete vigas de madeira, sendo duas vigas de *Eucalito citriodora* (V1 e V2) e cinco vigas de *Pinus taeda* (V3, V4, V5, V6 e V7). A densidade aparente considerada para cada uma das vigas de *Eucalipto* foi: V1 ( $938 \text{ kg/m}^3$ ) e V2 ( $992 \text{ kg/m}^3$ ). Para as vigas de *Pinus* as densidades das vigas utilizadas foram: V3 ( $558 \text{ kg/m}^3$ ), V4 ( $543 \text{ kg/m}^3$ ), V5 ( $440 \text{ kg/m}^3$ ), V6 ( $484 \text{ kg/m}^3$ ) e V7 ( $608 \text{ kg/m}^3$ ).

Não foram levadas em consideração as variabilidades naturais das vigas de madeira. Portanto, as propriedades mecânicas da madeira ao longo do comprimento de cada viga foram admitidas constantes.

A retirada dos corpos-de-prova das vigas foi efetuada conforme estabelecido pela NBR 7190/97.

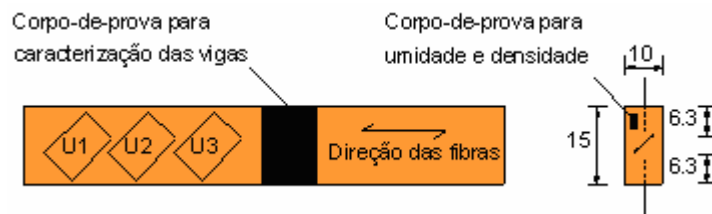


Figura 3.4: Retirada dos corpos-de-prova a 45° com relação às fibras da madeira.

### 3.1.2.8. Colagem das barras de aço

Para a aplicação das resinas epóxis Compound Adesivo e Sikadur 32 foram utilizadas, inicialmente, seringas de plástico (20ml), descartáveis, e acopladas a um bico de plástico com diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro do furo efetuado na peça de madeira.



Figura 3.5: Aplicação das resinas epóxis Compound Adesivo e Sikadur 32.

A injeção das resinas iniciou-se a partir da extremidade interna do furo, afastando-se em seguida o bico injetor desta extremidade até o afloramento da resina na superfície exterior do furo. A preparação das resinas epóxis utilizadas foi feita parcialmente em pequenas quantidades (aproximadamente 200g) para garantia de um tempo satisfatório de aplicação.

A resina Compound Adesivo foi aplicada com facilidade após sua preparação (mistura dos componentes A e B) e o tempo de aplicação dessa resina foi aproximadamente 30 minutos.

A resina Sikadur 32 exigiu maior agilidade com relação ao seu tempo de aplicação, após a mistura dos componentes A e B, uma vez que a sua viscosidade aumenta rapidamente (cerca de 15 a 20 minutos), dificultando a injeção nos furos.

Para eliminar as bolhas de ar durante a introdução das barras de aço nos furos, aplicou-se nestas barras, pequenos movimentos rotativos, atornando-se sequencialmente da esquerda para direita e vice versa, até que o excesso de resina afluísse pelo furo.



a) Fixação das barras de aço



b) Eliminação das bolhas de ar.

**Figura 3.6:** Colagem das barras de aço com resinas epóxis.

A aplicação da resina poliuretana nos furos das peças de madeira foi efetuada com a utilização da própria embalagem de plástico que continha a resina, não havendo a necessidade da utilização de seringas descartáveis.

A resina poliuretana, Purweld 665, foi aplicada com maior facilidade por ser menos viscosa, sendo que o tempo de aplicação dessa resina foi de aproximadamente 1 hora.

A Figura 3.7 apresentada na sequência ilustra a aplicação da resina poliuretana a partir da utilização da própria embalagem.



**Figura 3.7:** Aplicação da resina poliuretana Purweld 665.

Os corpos-de-prova, após a colagem das barras de aço, ficaram em repouso durante sete dias para que as resinas atingissem suas resistências máximas. Posteriormente, os corpos-de-prova foram ensaiados.



**a)** Corpos-de-prova a serem ensaiados



**b)** Ensaio do corpo-de-prova

**Figura 3.8:** Vista geral do ensaio de ancoragem das barras de aço.

### 3.1.3. Ensaio 1

#### 3.1.3.1. Objetivos

- obtenção, a partir de ensaios estáticos, da resistência média de ancoragem de barras de aço coladas a 45° em corpos-de-prova de *Pinus taeda* e de *Eucalypto citriodora*, a partir de variações de umidades e resinas;
- quantificação dos principais modos de ruptura do sistema de ligação.

### 3.1.3.2. Tamanho da amostra

Para cada umidade, espécie de madeira e tipo de resina, foram consideradas quatro replicações para as barras de aço, como mostra a Figura 3.9.

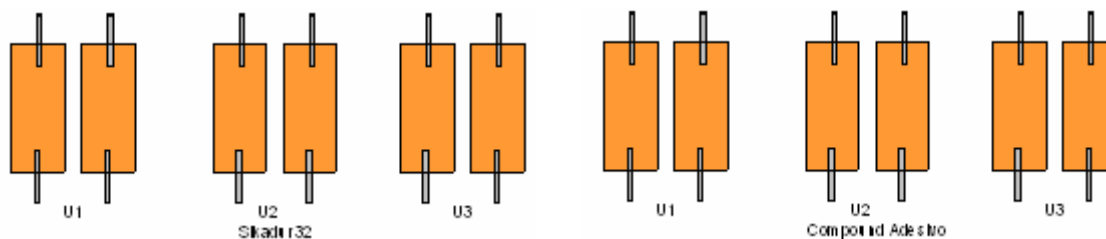


Figura 3.9: Amostra para os ensaios estáticos de ancoragem – *Pinus* e *Eucalipto*

### 3.1.3.3. Resultados – Ensaio 1

As barras de aço coladas em corpos-de-prova de *Pinus taeda* e *Eucalipto citriodora*, a partir da utilização de resinas epóxis, apresentaram basicamente quatro modos de ruptura, conforme apresentados na figura seguinte:



(a) Ruptura da adesão no aço.



(b) Ruptura da adesão na madeira.



(c) Ruptura mista da adesão na madeira e no aço.



(d) Ruptura da adesão na face do aço com arrancamento da madeira na extremidade do furo.

Figura 3.10: Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos de ancoragem para barras coladas com as resinas epóxis Sikadur 32 e Compound Adesivo.

As resistências estáticas de ancoragem das barras de aço, para cada espécie de madeira e tipo de resina, em determinada umidade, obtidas a partir da realização do Ensaio 1, estão apresentadas separadamente nas tabelas que se seguem (Tabela 3.1 a Tabela 3.4). Estão também apresentados os valores médios para as resistências de ancoragem e os modos de ruptura para cada caso. Os valores obtidos para as resistências de ancoragem e deslocamentos são referentes a duas barras de aço ancoradas em cada peça de madeira.

**Tabela 3.1:** Resultados obtidos para madeiras de *Pinus* coladas com Sikadur – U<sub>1</sub>, U<sub>2</sub> e U<sub>3</sub>.

cp <sup>1</sup> -vig <sup>2</sup>	U (%)	R <sub>A</sub> (KN)	Deslocamento (mm)	Modo de Ruptura	F <sub>m,rup</sub> (kN)
01-V5	11,1	7,26	0,81	(a)	7,42
02-V5	12,2	7,58	0,85	(a)	
03-V5	17,2	6,32	0,71	(a)	5,82
01-V7	16,8	5,21	0,68	(a)	
02-V7	22,3	5,05	0,53	(a)	4,66
01-V6	21,7	4,26	0,48	(c)	

<sup>1)</sup> corpo-de-prova de madeira;  
<sup>2)</sup> viga de onde foram tirados os corpos-de-prova de madeira;  
R<sub>A</sub>: resistência de ancoragem de cada corpo-de-prova para determinada umidade e tipo resina;  
F<sub>m,rup</sub>: resistência média de ancoragem obtida a partir dos valores de R<sub>A</sub>

**Tabela 3.2:** Resultados obtidos para madeiras de *Pinus* coladas com Compound – U<sub>1</sub>, U<sub>2</sub> e U<sub>3</sub>.

cp-vig	U (%)	R <sub>A</sub> (KN)	Deslocamento (mm)	Modo de Ruptura	F <sub>m,rup</sub> (kN)
04-V5	12,8	4,10	0,92	(a)	4,04
05-V5	12,1	3,97	0,89	(a)	
03-V7	16,8	3,99	0,77	(a)	3,97
04-V7	16,4	3,95	0,68	(d)	
05-V7	22,2	3,35	0,62	(b)	3,06
06-V7	21,1	2,78	0,55	(b)	

**Tabela 3.3:** Resultados obtidos para madeiras de *Eucalipto* coladas com Sikadur – U<sub>1</sub>, U<sub>2</sub> e U<sub>3</sub>.

cp-vig	U (%)	R <sub>A</sub> (KN)	Deslocamento (mm)	Modo de Ruptura	F <sub>m,rup</sub> (kN)
01-V1	12,1	10,89	0,45	(a)	11,52
02-V1	12,5	12,15	0,57	(a)	
01-V2	17,1	10,42	0,46	(a)	10,89
03-V1	17,3	11,36	0,53	(a)	
02-V2	21,9	8,53	0,41	(a)	8,06
03-V2	21,4	7,59	0,38	(a)	

**Tabela 3.4:** Resultados obtidos para madeiras de *Eucalipto* coladas com Compound – U<sub>1</sub>, U<sub>2</sub> e U<sub>3</sub>.

cp-vig	U (%)	R <sub>A</sub> (KN)	Deslocamento (mm)	Modo de Ruptura	F <sub>m,rup</sub> (kN)
04-V1	12,8	9,16	0,78	(a)	6,90
05-V1	11,1	4,57	0,59	(a)	
06-V1	16,8	3,97	0,55	(a)	3,98
04-V2	16,1	3,98	0,57	(a)	
05-V2	21,2	3,09	0,43	(a)	3,60
06-V2	22,6	4,04	0,46	(a)	

### 3.1.3.4. Discussão dos resultados – Ensaio 1

Os ensaios estáticos de ancoragem, realizados inicialmente em corpos-de-prova de madeira, mostraram que a resistência de ancoragem diminuiu com o aumento da umidade de colagem das barras de aço, independentemente do tipo de resina e da espécie de madeira considerados.

Além disso, as barras de aço, coladas com a resina Sikadur 32, apresentaram maiores resistências de ancoragem quando comparadas com as barras de aço coladas com a resina Compound Adesivo, nas mesmas condições.

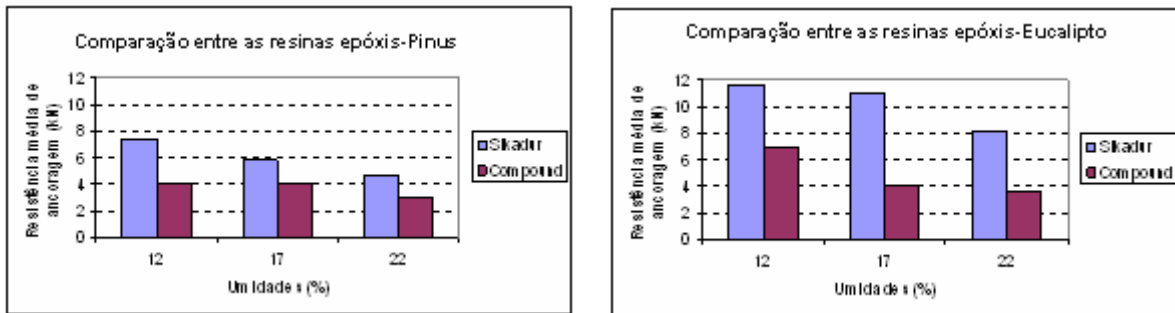


Figura 3.11: Variação da resistência média de ancoragem em função do tipo de resina.

Por outro lado, observou-se também que os corpos-de-prova de *Eucalypto citriodora* apresentaram maiores resistências médias de ancoragem para as barras de aço quando comparados com os valores obtidos para os corpos-de-prova de *Pinus taeda* nas mesmas condições de umidade e tipo de resina.

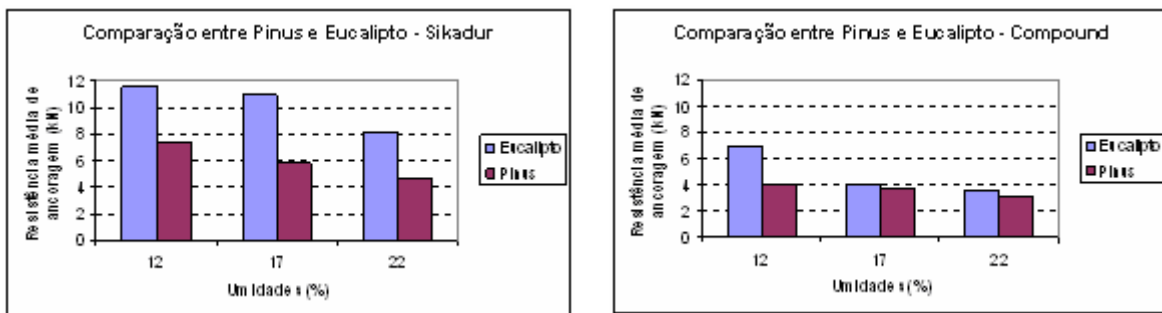
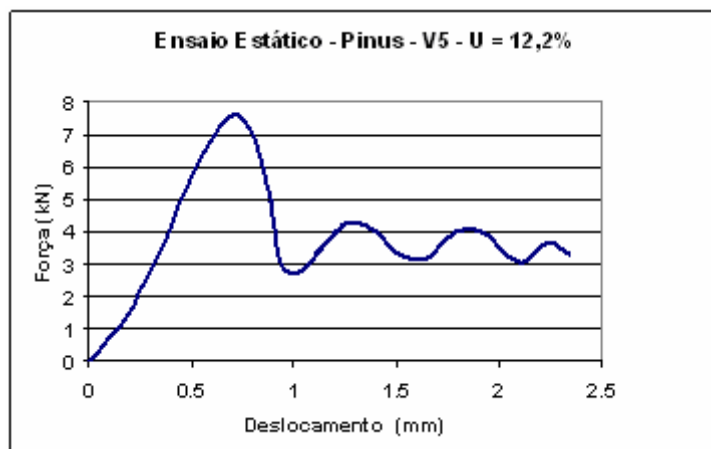


Figura 3.12: Variação da resistência média de ancoragem em função da espécie de madeira.

Observou-se, durante a execução dos ensaios, que a resistência de ancoragem das barras de aço atingiu um valor máximo que, progressivamente, foi diminuindo em pequenos saltos a medida que a barra de aço foi sendo retirada, como mostra a Figura 3.13 apresentada na sequência.

Esse comportamento das resinas esteve presente em todos os corpos-de-prova analisados estáticamente, independente do tipo de madeira ou resina utilizados.



**Figura 3.13:** Comportamento estático de ancoragem a 45° para a resina Sikadur 32.

Nos corpos-de-prova de *Pinus* colados com a resina Sikadur 32 a predominância de ruptura de ancoragem se deu pela perda de adesão química na superfície do aço com posterior perda da adesão mecânica, ruptura do tipo (a). Um outro modo de ruptura registrado foi a ruptura mista da adesão na madeira e no aço, ruptura do tipo (c), para as umidades mais elevadas, ocorrendo em um único corpo-de-prova.

Nos corpos-de-prova de *Pinus* colados com a resina Compound Adesivo a predominância de ruptura de ancoragem, neste caso, também foi a perda de adesão química na superfície do aço com posterior perda da adesão mecânica, ruptura do tipo (a). O outro modo de ruptura predominante foi a ruptura da adesão na madeira, ruptura do tipo (b), verificada para umidades mais elevadas. Um terceiro modo de ruptura observado foi da adesão na face do aço com arrancamento da madeira na extremidade do furo, ruptura do tipo (d), ocorrendo também em um único corpo-de-prova.

Nos corpos-de-prova de *Eucalypto citriodora*, independentemente da resina epóxi utilizada, todas as rupturas ocorreram por perda de adesão no aço, ou seja, ruptura do tipo (a).

### 3.1.3.5. Conclusões - Ensaio 1

As resinas epóxis testadas, Sikadur 32 e Compound Adesivo, mostraram-se adequadas para a colagem de barras de aço em peças estruturais, a partir das umidades de colagem  $U1=12\% \pm 1\%$ ,  $U2=17\% \pm 1\%$  e  $U3=22\% \pm 1\%$  consideradas.

De uma maneira geral, maiores umidades de colagem das barras de aço implicaram em menores resistências de ancoragem.

Ambas as resinas epóxis apresentaram um bom comportamento de ancoragem para as espécies de madeira *Eucalito citriodora* e *Pinus taeda*, tanto para madeiras secas quanto para madeiras úmidas.

Entre as duas resinas epóxis analisadas, as maiores resistências de ancoragem foram registradas para a resina Sikadur 32, independentemente da umidade de colagem considerada. No entanto, a resina Compound Adesivo mostrou-se mais fluida que a resina Sikadur 32 e, portanto, mais fácil de ser aplicada nos furos da peça de madeira.

Além disso, é importante garantir, tanto para a resina Sikadur 32 como também para a resina Compound Adesivo, ambas bi-componentes, que as possíveis falhas de colagem das barras de aço sejam evitadas para que não haja o comprometimento da resistência final de ancoragem.

As falhas mais comuns decorrem de vários fatores como, por exemplo, misturas inadequadas dos componentes A e B das resinas, presença de bolhas de ar e, principalmente, falhas de preenchimento da linha de cola.

**Tabela 3.5:** Modos de ruptura registrados nos ensaios estáticos em madeiras de *Pinus taeda*.

Resinas	Modos de ruptura			
	(a)	(b)	(c)	(d)
Sikadur	*		*	
Compound	*	*		*

**Tabela 3.6:** Modos de ruptura registrados nos ensaios estáticos em madeiras de *Eucalipto citriodora*.

Resinas	Modos de ruptura			
	(a)	(b)	(c)	(d)
Sikadur	*			
Compound	*			

### 3.1.4. Ensaio 2

#### 3.1.4.1. Objetivos

- realização de ensaios dinâmicos para a verificação do comportamento dinâmico de barras de aço coladas a 45° em corpos-de-prova de *Pinus* e de *Eucalipto* a partir de variações de umidades e resinas;
- quantificação dos principais modos de ruptura no sistema de ligação.



### 3.1.4.2. Tamanho da amostra

Neste caso, também foram consideradas quatro replicações para as barras de aço em cada nível máximo de carga admitido, conforme mostra a Figura 3.14.

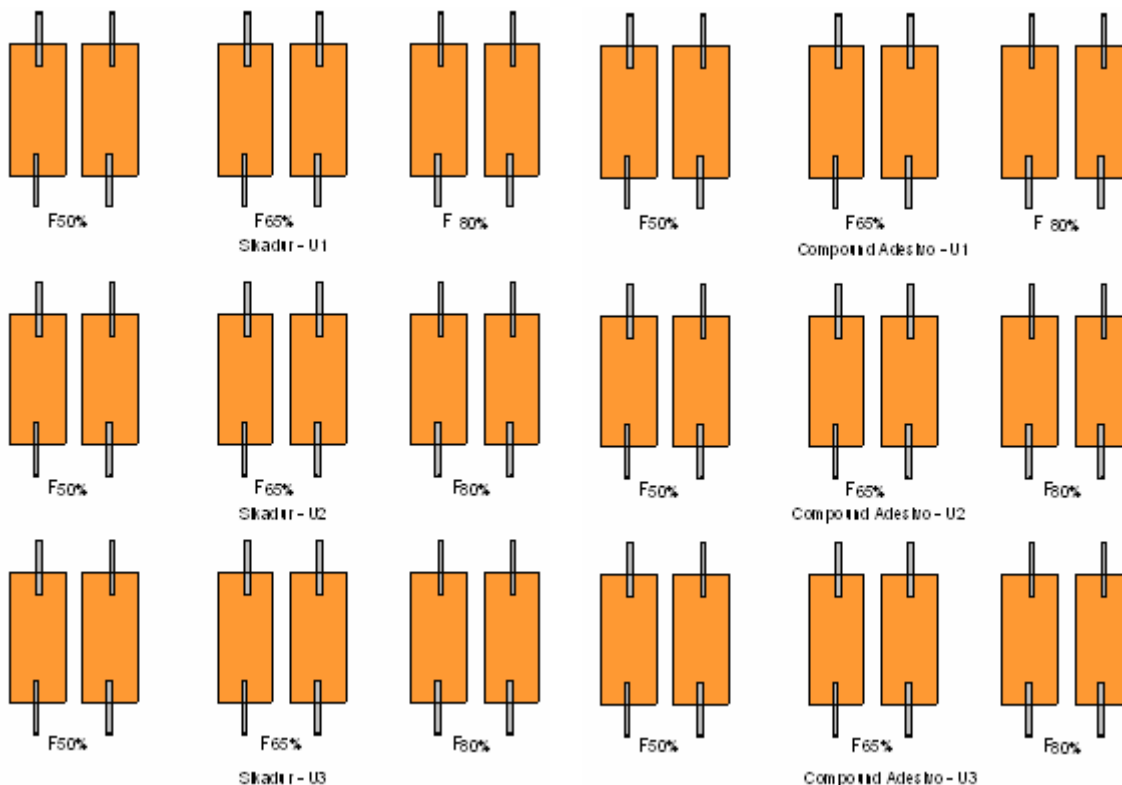


Figura 3.14: Amostras para os ensaios dinâmicos dinâmicos– *Pinus* e *Eucalipto*.

### 3.1.4.3. Cargas para os ensaios dinâmicos

Os níveis máximos e mínimos de carga, utilizados nos carregamentos cíclicos, para a verificação do comportamento dinâmico das ligações, foram definidos a partir dos valores da resistência média de ancoragem,  $F_{m,rupt}$ , obtidos nos ensaios estáticos da etapa anterior (Ensaio 1). As tabelas seguintes (Tabela 3.7 a Tabela 3.10) apresentam os níveis máximos e mínimos para os carregamentos cíclicos, aplicados conforme indicações da Figura 3.1.

Tabela 3.7: Cargas máximas e mínimas para madeiras de *Pinus* coladas com Sikadur.

$U_m$ (%)	$F_{m,rupt}$ (kN)	$F_{50\%}$ (kN)	$F_{50\%.min}$ (kN)	$F_{65\%}$ (kN)	$F_{65\%.min}$ (kN)	$F_{80\%}$ (kN)	$F_{80\%.min}$ (kN)
11,6	7,42	3,710	0,371	4,820	0,482	5,940	0,594
17,0	5,80	2,900	0,290	3,670	0,367	4,640	0,464
22,0	4,66	2,330	0,233	3,030	0,303	3,730	0,373

Tabela 3.8: Cargas máximas e mínimas para madeiras de *Pinus* coladas com Compound.

$U_m$ (%)	$F_{m,rupt}$ (kN)	$F_{50\%}$ (kN)	$F_{50\%.min}$ (kN)	$F_{65\%}$ (kN)	$F_{65\%.min}$ (kN)	$F_{80\%}$ (kN)	$F_{80\%.min}$ (kN)
12,4	4,04	2,020	0,202	2,630	0,263	3,230	0,323
16,6	3,97	1,990	0,199	2,580	0,258	3,180	0,318
21,6	3,06	1,530	0,153	1,990	0,199	2,450	0,245

**Tabela 3.9:** Cargas máximas e mínimas para madeiras de *Eucalipto* coladas com Sikadur.

U <sub>m</sub> (%)	F <sub>m,rupt</sub> (kN)	F <sub>50%</sub> (kN)	F <sub>50%,min</sub> (kN)	F <sub>65%</sub> (kN)	F <sub>65%,min</sub> (kN)	F <sub>80%</sub> (kN)	F <sub>80%,min</sub> (kN)
12,3	11,52	5,760	0,576	7,490	0,749	9,220	0,922
17,2	10,89	5,440	0,544	7,080	0,708	8,710	0,871
21,6	8,06	4,030	0,403	5,240	0,524	6,450	0,645

**Tabela 3.10:** Cargas máximas e mínimas para madeiras de *Eucalipto* coladas com Compound.

U <sub>m</sub> (%)	F <sub>m,rupt</sub> (kN)	F <sub>50%</sub> (kN)	F <sub>50%,min</sub> (kN)	F <sub>65%</sub> (kN)	F <sub>65%,min</sub> (kN)	F <sub>80%</sub> (kN)	F <sub>80%,min</sub> (kN)
12,0	6,90	3,540	0,354	4,480	0,448	5,520	0,552
16,4	3,98	1,990	0,199	2,590	0,259	3,180	0,318
21,9	3,60	1,800	0,180	2,340	0,234	2,880	0,288

### 3.1.4.4. Verificação da tensão no aço

Para cada uma das situações analisadas, onde foram aplicados carregamentos cíclicos, foram obtidos os valores da variação de tensão,  $\Delta\sigma$ , nas barras de aço. Para a obtenção destes valores, a área da seção transversal da barra de aço admitida foi de  $0,312\text{cm}^2$ . Essa verificação foi importante, pois, segundo LIMA (1983), para barras de aço com mossas, sujeitas uma variação de tensão igual  $2200\text{ kgf/cm}^2$ , são necessários  $2 \times 10^6$  ciclos de carga para que haja ruptura por fadiga. Caso essa situação não seja verificada, outros fatores podem estar influenciando no modo de ruptura de ancoragem, caso este venha ocorrer.

### 3.1.4.5. Resultados – Ensaio 2

As barras de aço coladas em corpos-de-prova de *Pinus taeda* e de *Eucalipto citriodora* a partir da utilização de resinas epóxis, e que foram submetidas a carregamentos cíclicos, apresentaram basicamente os mesmos modos de ruptura (a), (b), (c) e (d), registrados nos ensaios estáticos da etapa anterior. Porém, neste caso, um quinto modo de ruptura, ruptura do tipo (e), também foi registrado, conforme mostra a Figura 3.15.

**(e)** Ruptura da barra de aço.**Figura 3.15:** Modo de ruptura registrado nos ensaios dinâmicos de ancoragem com a utilização das resinas epóxis: Sikadur 32 e Compound Adesivo.

**Tabela 3.11:** Resultados para madeiras de *Pinus* – Sikadur – U=12%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rupt</sub> <sup>1</sup> (%)	Modo de ruptura
06-V5	3,710	0,371	1071,1	12,1	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum <sup>2</sup>
07-V5	3,710	0,371	1071,1	12,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
08-V5	4,820	0,482	1392,0	11,9	721.191	65	(a)
09-V5	4,820	0,482	1392,0	12,1	715.185	65	(a)
10-V5	5,940	0,594	1715,0	12,1	45.071	80	(d)
11-V5	5,940	0,594	1715,0	12,1	38.007	80	(a)

<sup>1)</sup> porcentagem referente a força média de ruptura, obtida nos ensaios estáticos;  
<sup>2)</sup> nenhum modo de ruptura ocorreu para a aplicação de 1x10<sup>6</sup> ciclos de carregamento.

**Tabela 3.12:** Resultados para madeiras de *Pinus* – Compound – U=12%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos s	F <sub>m,rupt</sub> (%)	Modo de ruptura
12-V5	2,020	0,202	583,2	12,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
03-V7	2,020	0,202	583,2	12,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
13-V5	2,630	0,263	759,3	12,1	624.124	65	(a)
14-V5	2,630	0,263	759,3	12,1	521.193	65	(a)
15-V5	3,230	0,323	932,6	12,1	23.021	80	(a)
04-V7	3,230	0,323	932,6	12,0	93.181	80	(a)

**Tabela 3.13:** Resultados para madeiras de *Pinus* – Sikadur – U=17%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rupt</sub> (%)	Modo de ruptura
16-V5	2,900	0,290	837,3	17,1	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
05-V7	2,900	0,290	837,3	17,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
17-V5	3,770	0,377	1088,4	17,0	620.582	65	(d)
18-V5	3,770	0,377	1088,4	16,9	568.096	65	(e)
19-V5	4,640	0,464	1340,0	17,1	44.308	80	(a)
20-V5	4,640	0,464	1340,0	16,9	25.518	80	(d)

**Tabela 3.14:** Resultados para madeiras de *Pinus* – Compound – U=17%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rupt</sub> (%)	Modo de ruptura
21-V5	1,99	0,199	574,6	17,1	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
01-V4	1,99	0,199	574,6	17,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
02-V4	2,58	0,258	745,0	16,9	584.328	65	nenhum
06-V7	2,58	0,258	745,0	16,9	413.123	65	nenhum
22-V5	3,18	0,318	918,1	16,9	34.028	80	(a)
01-V3	3,18	0,318	918,1	17,1	14.621	80	(a)

**Tabela 3.15:** Resultados para madeiras de *Pinus* – Sikadur – U=22%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rupt</sub> (%)	Modo de ruptura
07-V7	2,33	0,233	673,0	22,1	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
08-V7	2,33	0,233	673,0	22,1	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
09-V7	3,03	0,303	875,0	22,2	244.265	65	(d)
10-V7	3,03	0,303	875,0	22,2	237.123	65	(a)
11-V7	3,73	0,373	1077,0	22,1	65.480	80	(a)
12-V7	3,73	0,373	1077,0	22,0	98.025	80	(e)

**Tabela 3.16:** Resultados para madeiras de *Pinus* – Compound – U=22%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rup</sub> (%)	Modo de ruptura
02-V6	1,53	0,153	442,0	22,4	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
03-V6	1,53	0,153	442,0	21,8	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
13-V7	1,99	0,199	575,0	22,3	38.158	65	(c)
04-V6	1,99	0,199	575,0	21,7	83.897	65	(a)
14-V7	2,45	0,245	707,4	21,7	4.347	80	(c)
15-V7	2,45	0,245	707,4	22,4	31.479	80	(a)

**Tabela 3.17:** Resultados para madeiras de *Eucalipto* – Sikadur – U=12%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rup</sub> (%)	Modo de ruptura
07-V1	5,76	0,576	1663,0	12,1	958.517	50	(a)
08-V1	5,76	0,576	1663,0	12,1	995.485	50	(a)
09-V1	7,49	0,749	2162,5	11,9	129.426	65	(e)
10-V1	7,49	0,749	2162,5	12,0	176.486	65	(e)
11-V1	9,22	0,922	2662,0	12,1	27.708	80	(e)
12-V1	9,22	0,922	2662,0	12,1	40.448	80	(e)

**Tabela 3.18:** Resultados para madeiras de *Eucalipto* – Compound – U=12%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rup</sub> (%)	Modo de ruptura
13-V1	3,54	0,354	1022,1	12,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
14-V1	3,54	0,354	1022,1	12,0	798.741	50	(e)
15-V1	4,48	0,448	1293,4	11,9	183.548	65	(e)
16-V1	4,48	0,448	1293,4	11,9	159.923	65	(b)
17-V1	5,52	0,552	1594,0	12,1	63.520	80	(e)
18-V1	5,52	0,552	1594,0	12,1	18.078	80	(b)

**Tabela 3.19:** Resultados para madeiras de *Eucalipto* – Sikadur – U=17%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rup</sub> (%)	Modo de ruptura
19-V1	5,44	0,544	1571,0	16,9	901.924	50	(a)
04-V2	5,44	0,544	1571,0	16,9	958.041	50	(e)
05-V2	7,08	0,708	2044,1	17,1	341.789	65	(e)
06-V2	7,08	0,708	2044,1	17,0	378.789	65	(e)
20-V1	8,71	0,871	2515,0	17,1	21.050	80	(e)
07-V2	8,71	0,871	2515,0	17,1	58.269	80	(e)

**Tabela 3.20:** Resultados para madeiras de *Eucalipto* – Compound – U=17%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rup</sub> (%)	Modo de ruptura
08-V2	1,94	0,194	560,1	17,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
09-V2	1,94	0,194	560,1	17,0	1x10 <sup>6</sup>	50	nenhum
21-V1	2,52	0,252	728,0	17,1	352.048	65	(b)
10-V2	2,52	0,252	728,0	17,1	291.963	65	(b)
22-V1	3,10	0,310	895,0	17,1	43.847	80	(b)
23-V1	3,10	0,310	895,0	17,1	60.049	80	(b)

**Tabela 3.21:** Resultados para madeiras de *Eucalipto* – Sikadur – U=22%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rupt</sub> (%)	Modo de ruptura
11-V2	4,03	0,403	1164,0	21,9	809.439	50	(a)
12-V2	4,03	0,403	1164,0	21,9	515.601	50	(e)
13-V2	5,24	0,524	1513,0	21,9	105.671	65	(a)
14-V2	5,24	0,524	1513,0	21,9	79.946	65	(e)
15-V2	6,45	0,645	1862,2	22,0	9.636	80	(a)
16-V2	6,45	0,645	1862,2	22,1	6.478	80	(a)

**Tabela 3.22:** Resultados para madeiras de *Eucalipto* – Compound – U=22%±1%.

cp-vig	F <sub>max</sub> (kN)	F <sub>min</sub> (kN)	Δσ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	F <sub>m,rupt</sub> (%)	Modo de ruptura
17-V2	1,80	0,180	520,0	22,0	680.073	50	(b)
18-V2	1,80	0,180	520,0	22,1	584.598	50	(b)
19-V2	2,34	0,234	676,0	21,9	60.357	65	(b)
20-V2	2,34	0,234	676,0	21,9	45.879	65	(b)
21-V2	2,88	0,288	832,0	21,9	9.074	80	(b)
22-V2	2,88	0,288	832,0	22,1	7.645	80	(b)

### 3.1.4.6. Discussão dos resultados – Ensaio 2

Observou-se que o comportamento de dinâmico pode danificar a ligação colada e a ruptura pode ocorrer em qualquer um dos materiais envolvidos na ligação: aço, resina ou madeira.

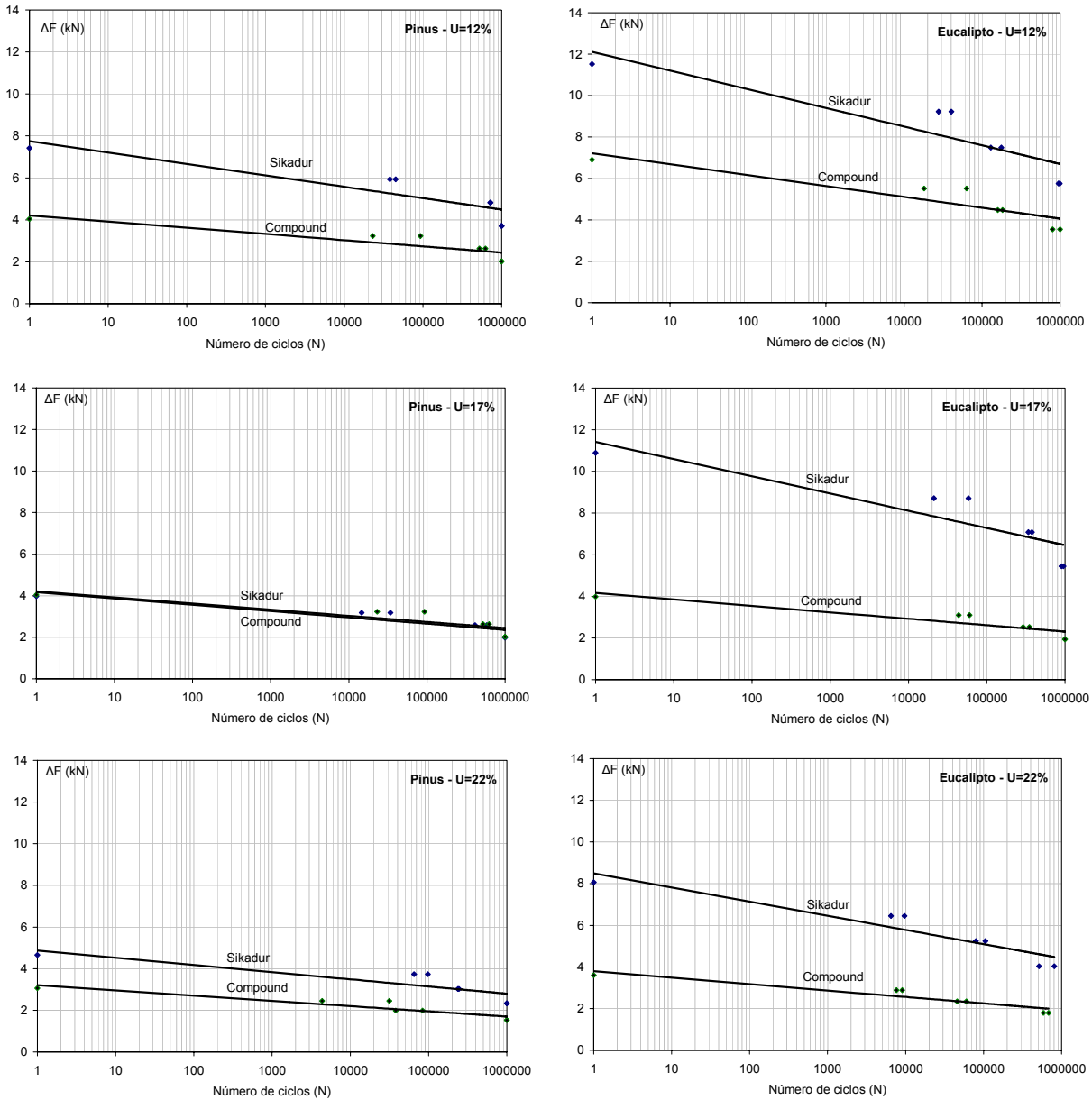
Nos corpos-de-prova de *Pinus* colados com a resina Sikadur 32 o modo de ruptura predominante foi a adesão no aço, ruptura do tipo (a). O segundo modo de ruptura predominante foi a adesão no aço com arrancamento da madeira na extremidade externa do furo, ruptura do tipo (d). Um terceiro modo de ruptura registrado foi a ruptura da barra de aço, ruptura do tipo (e).

Nos corpos-de-prova de *Pinus* colados com a resina Compound Adesivo dois modos de ruptura foram registrados onde a forma de ruptura predominante nas ligações também foi a ruptura da adesão no aço, ruptura do tipo (a). O segundo modo de ruptura registrado foi a ruptura mista da adesão no aço e na madeira, ruptura do tipo (c).

Nos corpos-de-prova de *Eucalipto* colados com a resina Sikadur 32, o modo de falha predominante foi a ruptura da barra de aço, ruptura do tipo (e). O segundo modo de ruptura registrado foi a adesão no aço, ruptura do tipo (a).

Nos corpos-de-prova de *Eucalipto* colados com a resina Compound Adesivo o modo de ruptura predominante nas ligações foi a ruptura da adesão na madeira, ruptura do tipo (b), principalmente para as umidades mais elevadas. Um outro modo de ruptura registrado foi a ruptura da barra de aço, ruptura do tipo (e).

As curvas de danificação dos materiais apresentadas na sequência foram ajustadas para os resultados dos ensaios dinâmicos (Tabela 3.11 a Tabela 3.22). Nestas curvas, os eixos das abcissas estão apresentados em escala logarítmica e os eixos das ordenadas em escala natural.



**Figura 3.16:** Curvas de danificação para a verificação do comportamento de ancoragem das barras de aço – aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga,  $R=0,1$ , e frequência de excitação igual a 5 Hz - Ensaio 2.

### 3.1.4.7. Conclusões - Ensaio 2

De uma maneira geral, a maioria dos modos de ruptura provocados sob ação das cargas cíclicas foram semelhantes aos modos de ruptura observados nos ensaios estáticos. No entanto, o comportamento dinâmico provocou também a ruptura da barra de aço, modo de ruptura este não registrado nos ensaios estáticos de ancoragem.

O comportamento dinâmico foi afetado pela umidade de colagem das barras de aço e também pelo tipo de resina utilizada. Neste caso, semelhantemente ao comportamento observado nos ensaios estáticos de ancoragem, às maiores umidades de colagem das barras corresponderam as maiores resistências de ancoragem, assim como, às maiores resistências de ancoragem foram verificadas para a resina Sikadur 32.

Além disso, algumas barras de aço romperam com um menor número de ciclos que o material aço pudesse sugerir, (para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga a variação de tensões que promove a fadiga é igual a  $\Delta\sigma = 2,200 \text{ kgf/cm}^2$ ), o que pode ser atribuído a dois principais fatores: a concentração de tensão nas mossas das barras de aço e, ao aparecimento de possíveis excentricidades durante a execução dos ensaios, que levam a esforços transversais, sacrificando principalmente a barra de aço que possui momento de inércia de massa bem menor que o conjunto.

A resistência da ligação, quando extrapolada para  $1 \times 10^6$  ciclos, representou uma redução de até 50% comparada a resistência com um único ciclo de carga.

**Tabela 3.23:** Modos de ruptura registrados no ensaio dinâmicos - madeiras de *Pinus taeda*.

Resinas	Modos de ruptura				
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Sikadur	*			*	*
Compound	*		*		

**Tabela 3.24:** Modos de ruptura registrados no ensaios dinâmicos - madeiras de *Eucalipto citriodora*.

Resinas	Modos de ruptura				
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Sikadur	*				*
Compound		*			*

### 3.1.5. Ensaio 3

#### 3.1.5.1. Objetivos

- verificação, a partir de ensaios estáticos, da resistência média de ancoragem de barras de aço coladas a  $45^\circ$ , em corpos-de-prova de *Pinus*, para a umidade de  $22\% \pm 1\%$ , utilizando-se a resina mono-componente do tipo poliuretana Purweld 665;
- quantificados dos principais modos de ruptura no sistema de ligação.

### 3.1.5.2. Tamanho da amostra

Neste caso, foram consideradas oito replicações para as barras de aço e todos os corpos-de-prova foram retirados da mesma viga V6.

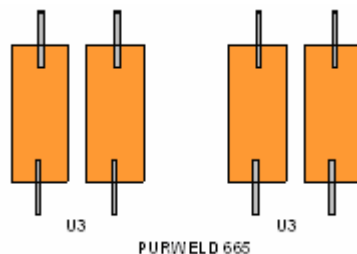


Figura 3.17: Amostra para os ensaios estáticos de ancoragem – *Pinus taeda*.

### 3.1.5.3. Resultados – Ensaio 3

As barras de aço, coladas em corpos-de-prova de *Pinus taeda*, com umidade de  $22\% \pm 1\%$ , a partir da utilização da resina poliuretana Purweld 665, apresentaram um único modo de ruptura que foi o cisalhamento da resina como mostra a Figura 3.18.



(f) Cisalhamento da resina

Figura 3.18: Modo de ruptura dos ensaios estáticos com a resina poliuretana: Purweld 665.

Na Tabela 3.25 estão apresentadas as resistências estáticas de ancoragem das barras de aço, coladas em corpo-de-prova de *Pinus taeda*, na umidade  $22\% \pm 1\%$ . Estão também apresentados os valores médios para as resistências de ancoragem e os respectivos modos de rupturas observados. Os valores médios obtidos para as resistências de ancoragem são referentes a duas barras de aço ancoradas na peça de madeira.

Tabela 3.25: Resultados para madeiras de *Pinus* coladas com Purweld 665 –  $U_3=22\% \pm 1\%$ .

cp-vig	U (%)	$R_A$ (kN)	Deslocamento Stroke (mm)	Modo de Ruptura	$F_{m,rupt}$ (kN)
01-V6	22,0	2,13	0,97	(f)	1,94
02-V6	22,1	2,00	0,93	(f)	
03-V6	22,2	1,83	0,82	(f)	
04-V6	22,3	1,82	0,76	(f)	



### 3.1.5.4. Discussão dos resultados - Ensaio 3

O valor médio da resistência de ancoragem obtido para a resina poliuretana Purweld 665 foi de 1,94 kN. Este valor de resistência foi bem inferior aos valores de resistência obtidos para as resinas epóxis: Sikadur 32 ( $F_{m,rupt}=4,66$  kN) e Compound Adesivo ( $F_{m,rupt}=3,06$  kN), nas mesmas condições de umidade e para a mesma espécie de madeira. A comparação entre esses resultados pode ser melhor visualizada na Figura 3.19, apresentada na sequência.

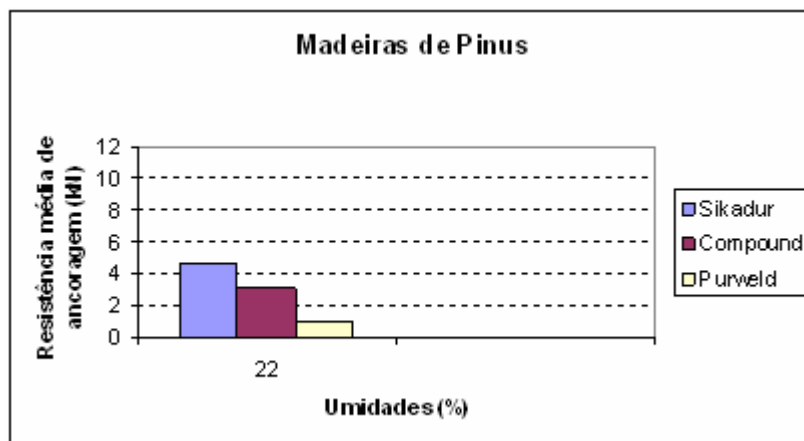


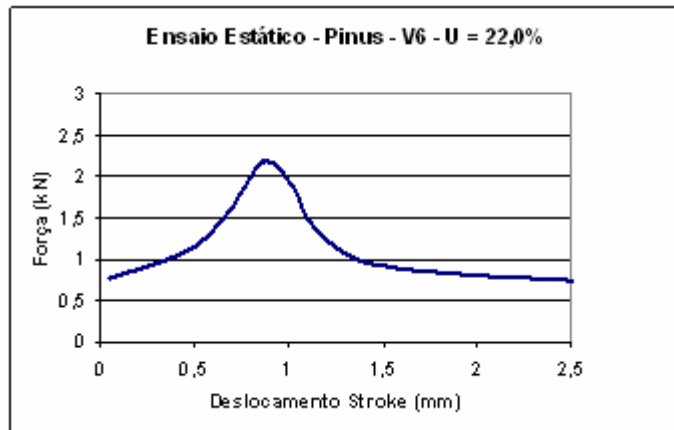
Figura 3.19: Comparação entre a resistência das resinas epóxis e poliuretana.

Observou-se, neste caso, que o contato da resina Purweld 665 com a umidade contida na peça de madeira durante a colagem das barras de aço, gerou a expansão da resina, com posterior incorporação de bolhas de ar, provocando o enfraquecimento da ligação com relação as demais resinas epóxis analisadas.



Figura 3.20: Incorporação de bolhas de ar na presença de umidade na madeira observada para a resina Purweld 665.

Durante a execução dos ensaios estáticos, a resistência de ancoragem das barras de aço coladas com a resina Purweld 665 atingiu um valor máximo que, progressivamente, foi diminuindo a medida que a barra de aço foi sendo retirada. Todas as rupturas de ancoragem com a utilização da resina poliuretana foram instantâneas, caracterizando rupturas frágeis, como mostra a Figura 3.21.



**Figura 3.21:** Comportamento estático de ancoragem a 45° para a resina Purweld 665.

### 3.1.5.5. Conclusões - Ensaio 3

A resina poliuretana Purweld 665, quando utilizada na colagem de barras de aço em peças de madeira, na umidade de 22%±1%, incorporou bolhas de ar diminuindo a resistência de ancoragem da ligação com relação as resinas epóxis nas mesmas condições. O principal modo de ruptura observado, neste caso, foi o cisalhamento da resina.

**Tabela 3.26:** Modo de ruptura registrado nos ensaios estáticos para madeiras de *Pinus taeda*.

Resina	Modos de ruptura				
	(a)	(b)	(c)	(d)	(f)
Purweld 665					*

### 3.1.6. Ensaio 4

#### 3.1.6.1. Objetivos

- realização de ensaios dinâmicos para a verificação do comportamento dinâmico de barras de aço coladas a 45°, em corpos-de-prova de *Pinus*, com umidade de 22%±1%, com a utilização da resina poliuretana Purweld 665;
- quantificação dos principais modos de ruptura no sistema de ligação.

### 3.1.6.2. Tamanho da amostra

Foram consideradas quatro replicações para as barras de aço para cada nível máximo de carga aplicada, como observado na Figura 3.22. Neste caso, todos os corpos-de-prova de madeira também foram retirados da mesma viga V6.

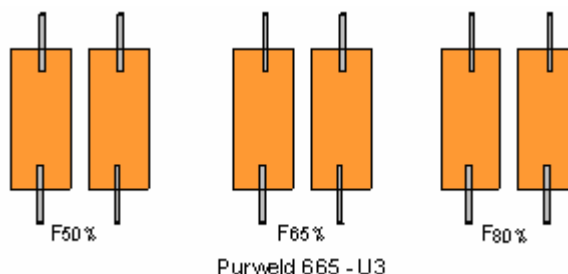


Figura 3.22: Amostra para os ensaios dinâmicos de ancoragem – *Pinus*.

### 3.1.6.3. Cargas para os ensaios de dinâmicos

Os níveis máximos e mínimos, utilizados nos carregamentos cíclicos para a verificação do comportamento dinâmico das ligações coladas com a resina Purweld 665, foram definidos a partir dos valores da resistência média de ancoragem,  $F_{m,rupt}$ , obtidos a partir de ensaios estáticos para esta resina. A tabela seguinte apresenta os referidos níveis, máximos e mínimos, utilizados nos carregamentos cíclicos, e que foram aplicados conforme indicações da Figura 3.1.

Tabela 3.27: Cargas máximas e mínimas para madeiras de *Pinus* coladas com Purweld 665.

Purweld 665							
$U_m$ (%)	$F_{m,rupt}$ (kN)	$F_{50\%}$ (kN)	$F_{50\%,min}$ (kN)	$F_{65\%}$ (kN)	$F_{65\%,min}$ (kN)	$F_{80\%}$ (kN)	$F_{80\%,min}$ (kN)
22,1	1,94	0,970	0,097	1,261	0,126	1,552	0,155

### 3.1.6.4. Resultados - Ensaio 4

Tabela 3.28: Resultados para madeiras de *Pinus* – Purweld 665 –  $U=22\% \pm 1\%$ .

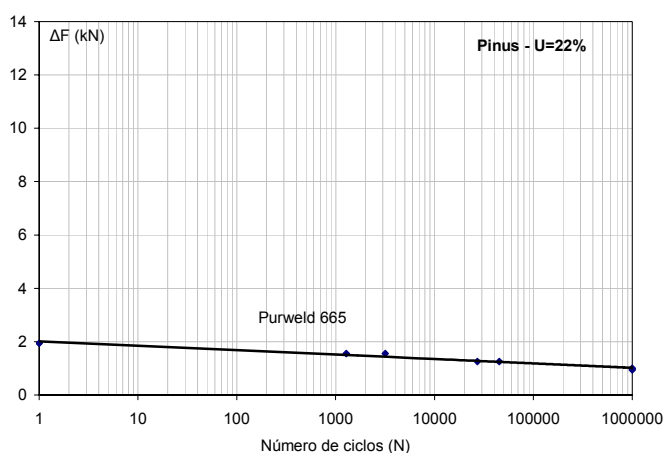
cp-vig	$F_{max}$ (kN)	$F_{min}$ (kN)	$\Delta\sigma$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	U (%)	Número de ciclos	$F_{m,rupt}$ (%)	Modo de ruptura
01-V5	0,970	0,097	297,81	22,2	181.544	50	(f)
02-V5	0,970	0,097	297,81	22,0	120.514	50	(f)
01-V5	1,261	0,126	363,78	21,9	45.098	65	(f)
02-V5	1,261	0,126	363,78	22,1	27.123	65	(f)
01-V5	1,552	0,155	447,7	22,1	3.171	80	(f)
02-V5	1,552	0,155	447,7	22,1	1.285	80	(f)

As barras de aço coladas em corpos-de-prova de *Pinus taeda*, na umidade  $22\% \pm 1\%$ , a partir da utilização da resina poliuretana Purweld 665, quando submetidas aos

carregamentos cíclicos, apresentaram o exatamente o mesmo modo de ruptura observado nos ensaios estáticos, ou seja, ruptura do tipo (f). Esse referido modo de ruptura está apresentado na Figura 3.18.

Todos os corpos-de-prova com ligações coladas a partir da utilização da resina Purweld 665, quando submetidos aos carregamentos cíclicos, romperam para a condição estabelecida no ensaio dinâmico de ancoragem, ou seja,  $1 \times 10^6$  ciclos de carregamento.

A curva apresentada a seguir foi ajustada para os resultados dos ensaios dinâmicos de ancoragem, apresentados na Tabela 3.28, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carregamento,  $R=0,1$  e frequência de excitação igual a 5 Hz.



**Figura 3.23:** Curva de danificação para a verificação do comportamento de ancoragem das barras de aço – aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga,  $R=0,1$ , e frequência de excitação igual a 5Hz - Ensaio 4.

### 3.1.6.5. Discussão dos resultados – Ensaio 4

As barras de aço coladas com a resina poliuretana praticamente não resistiram às cargas estáticas e cíclicas aplicadas. As ligações analisadas, neste caso, romperam para um baixo número de ciclos quando comparadas com as resinas epóxis também analisadas nas mesmas condições. A resistência da ligação também foi afetada, neste caso, pela incorporação de bolhas de ar à resina a partir da umidade presente na madeira.

### 3.1.6.6. Conclusões - Ensaio 4

A resina poliuretana Purweld 665 não se mostrou adequada para a colagem de barras de aço em peças estruturais de madeira na umidade  $22\% \pm 1\%$  sendo, portanto, inadequada para os fins propostos.

### 3.1.7. Ensaio 5

#### 3.1.7.1. Objetivos

- verificação da influência da densidade aparente da madeira na resistência de ancoragem de barras aço coladas a 45° em madeiras de *Pinus*;
- verificação da influência da densidade aparente da madeira nos modos de ruptura da ligação.

#### 3.1.7.2. Retirada das amostras

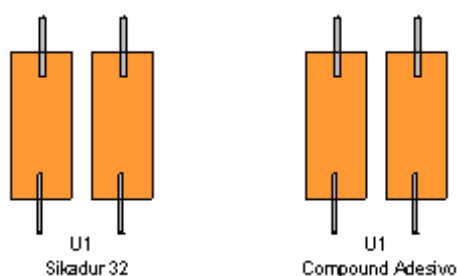
Foram utilizados corpos-de-prova retirados de duas diferentes vigas de *Pinus taeda*, V5 e V7. Estas vigas foram escolhidas por apresentarem, respectivamente, a maior e a menor densidade aparente entre todas as vigas de *Pinus* analisadas. A densidade aparente considerada para cada uma das vigas foi: V5 (440 kg/m<sup>3</sup>) e V7 (608 kg/m<sup>3</sup>). Os ensaios estáticos e dinâmicos de ancoragem foram realizados, neste caso, para a umidade de colagem das barras de aço igual a  $U_1=12\% \pm 1\%$ .

#### 3.1.7.3. Ensaios estáticos

Foram realizados para obtenção das resistências médias de ancoragem e também dos modos de ruptura das ligações analisadas. Neste caso, as barras de aço foram coladas em corpos-de-prova retirados somente da viga V5. Foram utilizadas na colagem das barras de aço dois tipos de resinas epóxis: Sikadur 32 e Compound Adesivo.

#### 3.1.7.4. Tamanho da amostra para os ensaios estáticos

Para os ensaios estáticos de ancoragem das barras de aço foram considerados um total de dois corpos-de-prova com quatro replicações para as barras de aço, para cada uma das resinas utilizadas, como ilustrado na Figura 3.24.



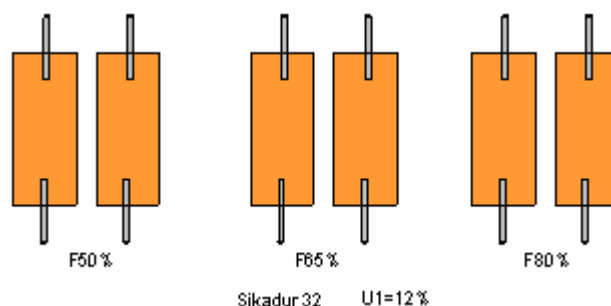
**Figura 3.24:** Corpos-de-prova de *Pinus* retirados da viga V5 para a realização dos ensaios estáticos de ancoragem – Ensaio 5.

### 3.1.7.5. Ensaios dinâmicos

Os ensaios dinâmicos para a verificação do comportamento dinâmico e dos respectivos modos de ruptura das ligações foram realizados em corpos-de-prova retirados das vigas V5 e V7. A colagem das barras de aço, neste caso, também foi efetuada com a utilização de dois tipos de resinas epóxis: Sikadur 32 e Compound Adesivo.

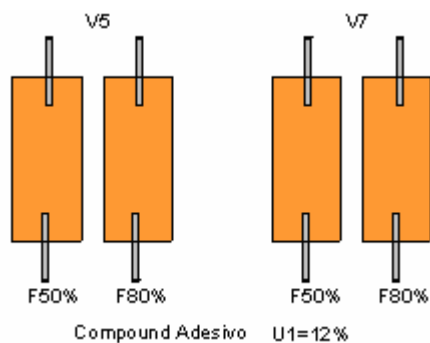
### 3.1.7.6. Tamanho da amostra e níveis máximos de carga

Inicialmente foram considerados seis corpos-de-prova retirados da viga V5 e colados com a resina Sikadur 32. Estes corpos-de-prova foram submetidos a três níveis máximos de carga: 50%, 65% e 80% (conforme indicações da Figura 3.1) com relação a força média de ruptura, obtida nos ensaios estáticos.



**Figura 3.25:** Corpos-de-prova de *Pinus*, retirados da viga V5, para realização dos ensaios dinâmicos de ancoragem.

Posteriormente, foram também considerados quatro corpos-de-prova, sendo dois destes retirados das vigas V5 e os demais da viga V7. Neste caso, os quatro corpos-de-prova foram colados com a resina Compound Adesivo e submetidos a dois níveis máximos de carga, ou seja, 50% e 80% da força média de ruptura, sendo a força média de ruptura obtida a partir dos ensaios estáticos de ancoragem das barras.



**Figura 3.26:** Corpos-de-prova de *Pinus* retirados das vigas V5 e V7 para a realização dos ensaios dinâmicos de ancoragem.

### 3.1.7.7. Resultados - Ensaio 5

Os resultados dos ensaios dinâmicos de ancoragem para as barras de aço coladas com as resinas epóxis foram comparados entre os corpos-de-prova retirados da mesma viga V5, ao longo da qual se considerou a mesma densidade aparente, e também comparados entre corpos-de-prova retirados das duas diferentes vigas (V5 e V7), onde as densidades aparentes foram nitidamente diferentes.

Os modos de ruptura observados, neste caso, foram os mesmos já apresentados anteriormente na Figura 3.10.



(a) Ruptura da adesão no aço.

(d) Ruptura da adesão na face do aço com arrancamento da madeira na extremidade do furo.

**Figura 3.27:** Modos de ruptura dos ensaios estáticos de ancoragem com a utilização das resinas epóxis: Sikadur 32 e Compound Adesivo.

**Tabela 3.29:** Resultados dos ensaios estáticos de ancoragem em madeiras de *Pinus* (V5) coladas com Sikadur –  $U_1=12\% \pm 1\%$ .

cp <sup>1</sup> -vig <sup>2</sup>	U (%)	R <sub>A</sub> (KN)	Modo de Ruptura	F <sub>m,rup</sub> (kN)
01-V5	11,1	7,26	(a)	7,42
02-V5	12,2	7,58	(a)	
<sup>1)</sup> corpo-de-prova de madeira; <sup>2)</sup> viga de onde foram retirados os corpos-de-prova de madeira; R <sub>A</sub> : resistência de ancoragem F <sub>m,rup</sub> : resistência média de ancoragem obtida a partir dos valores de R <sub>A</sub>				

**Tabela 3.30:** Resultados dos ensaios estáticos de ancoragem em madeiras de *Pinus* (V5) coladas com Compound –  $U_1=12\% \pm 1\%$ .

cp-vig	U (%)	R <sub>A</sub> (KN)	Modo de Ruptura	F <sub>m,rup</sub> (kN)
04-V5	12,8	4,10	(a)	4,04
05-V5	12,1	3,97	(a)	

**Tabela 3.31:** Modos de ruptura nos ensaios dinâmicos em madeiras de *Pinus* (V5) coladas com Sikadur –  $U_1=12\% \pm 1\%$ .

cp-vig	$F_{max}$ (kN)	$F_{min}$ (kN)	U (%)	Numero de ciclos	$F_{m,rupt}$ <sup>1</sup> (%)	Modo de ruptura
06-V5	3,710	0,371	12,1	$1 \times 10^6$	50	nenhum <sup>2</sup>
07-V5	3,710	0,371	12,0	$1 \times 10^6$	50	nenhum
08-V5	4,820	0,482	11,9	721.191	65	(a)
09-V5	4,820	0,482	12,1	715.185	65	(a)
10-V5	5,940	0,594	12,1	45.071	80	(d)
11-V5	5,940	0,594	12,1	38.007	80	(a)

<sup>1)</sup> porcentagem referente a força média de ruptura, obtida nos ensaios estáticos;  
<sup>2)</sup> indica que nenhum modo de ruptura ocorreu para  $1 \times 10^6$  ciclos de carregamento

**Tabela 3.32:** Modos de ruptura nos ensaios dinâmicos em madeiras de *Pinus* (V5 e V7) coladas com Compound –  $U_1=12\% \pm 1\%$ .

cp-vig	$F_{max}$ (kN)	$F_{min}$ (kN)	U (%)	Numero de ciclos	$F_{m,rupt}$ (%)	Modo de ruptura
12-V5	2,020	0,202	12,0	$1 \times 10^6$	50	nenhum
03-V7	2,020	0,202	12,0	$1 \times 10^6$	50	nenhum
15-V5	3,230	0,323	12,1	23.021	80	(a)
04-V7	3,230	0,323	12,0	93.181	80	(a)

### 3.1.7.8. Discussão dos resultados – Ensaio 5

A partir dos ensaios estáticos de ancoragem observou-se que os corpos-de-prova retirados da mesma viga V5 apresentaram praticamente o mesmo comportamento e modo de ruptura para cada um dos tipos de resina analisados.

Esses corpos-de-prova também não apresentaram grandes diferenças nos valores de resistência de ancoragem das barras, estando estas nas mesmas condições de umidade e tipo de resina.

O mesmo comportamento foi observado nos corpos-de-prova submetidos a cargas cíclicas, estando estes nas mesmas condições, independentemente da viga considerada ou da resina utilizada. Os modos de ruptura (a) e (d) observados, neste caso, também foram muito semelhantes.

### 3.1.7.9. Conclusões - Ensaio 5

As variações na classe de resistência da madeira tiveram pouca influência na resistência de ancoragem das barras.

A densidade aparente da madeira não exerceu, aparentemente, influência significativa nos modos de ruptura dos corpos-de-prova.

Contudo, é necessária a realização de mais ensaios investigativos a partir da consideração de outras umidades, além de outras espécies de madeira, para a confirmação desses resultados.



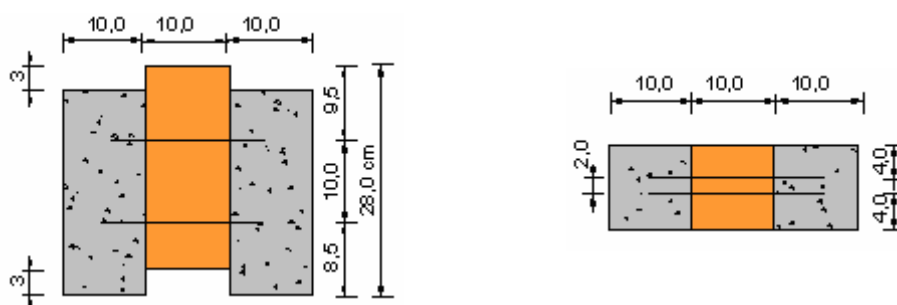
## 3.2. Ensaio de cisalhamento em corpos-de-prova mistos

Os ensaios de cisalhamento, realizados em corpos-de-prova mistos, fornecem valiosas informações sobre a rigidez e resistência última dos conectores de cisalhamento. Na seqüência são apresentadas as principais considerações para a análise experimental do comportamento de conectores “verticais” e em “X”, dispostos em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, para a simulação do efeito do tráfego de veículos sobre tabuleiros mistos de pontes. Foram realizados, neste caso, ensaios preliminares em corpos-de-prova mistos e, posteriormente, com base nos ensaios preliminares, os ensaios propostos 6 e 7.

### 3.2.1. Ensaio preliminares

Inicialmente os ensaios foram realizados em corpos-de-prova mistos com conectores formados por barras de aço CA-50, com diâmetro de 12,5mm, sem galvanização, e dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante. Neste caso, os conectores foram fixados na madeira a partir da pre-furação das peças, sem a utilização de resinas.

A configuração utilizada para estes corpos-de-prova está apresentada na Figura 3.28 com demais detalhes na Figura 2.21.



**Figura 3.28:** Configuração dos corpo-de-prova mistos para a realização dos ensaios preliminares.  
Fonte: (Modificado de ALCÂNTARA SEGUNDINHO 2005).

#### 3.2.1.1. Objetivos dos ensaios preliminares

- teste e calibração dos equipamentos a serem utilizados na realização dos ensaios dinâmicos de cisalhamento propostos em corpos-de-prova mistos;
- determinação da amplitude de carga cíclica e da frequência de excitação a serem consideradas nos ensaios dinâmicos de cisalhamento dos corpos-de-prova mistos;
- verificação dos modos de ruptura do sistema misto de ligação a partir da realização de ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento;
- verificação da rigidez da ligação mista a partir da manutenção do número de ciclos de carga (danificação progressiva).

### 3.2.1.2. Amostra

Foram considerados um total de três corpos-de-prova mistos, CP1, CP2 e CP3, sendo que um dos corpos-de-prova, o CP1, foi utilizado na realização do ensaio estático e os outros dois corpos-de-prova, CP2 e CP3, na realização dos ensaios dinâmicos. As propriedades físicas dos materiais, utilizadas nos corpos-de-prova mistos dos ensaios preliminares foram aquelas consideradas por ALCÂNTARA SEGUNDINHO (2005).

### 3.2.1.3. Equipamento utilizado

Para a condução dos ensaios estáticos de cisalhamento foi utilizado um pórtico de reação, com cilindro hidráulico com capacidade de 480kN (48.000kgf), acionado por um atuador de controle manual e sistema de aquisição de dados externo.

Para a condução dos ensaios dinâmicos de cisalhamento foi utilizada a máquina universal DARTEC M1000/RC, com atuador servo hidráulico, de capacidade 100kN (10.000kgf), e sistema de aquisição de dados externo.

O sistema de aquisição de dados externo utilizado foi o SYSTEM 5000, com 20 canais, onde três deles foram utilizados para a recepção dos sinais, sendo um para a célula de carga, e os outros dois para os transdutores de deslocamentos.

### 3.2.1.4. Execução dos ensaios preliminares

Os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento foram conduzidos com controle de deslocamento do pistão.

Os ensaios estáticos foram realizados em três ciclos de carga, sendo os dois primeiros ciclos com carga aplicada até 50% da resistência estática da ligação, NBR 7190/97 (determinada inicialmente a partir de um corpo-de-prova-gêmeo), e o terceiro ciclo com carregamento aplicado até a ruptura. A velocidade de aplicação de carga, neste caso, foi de 0,10kN/mm.

O sistema de solitação do corpo-de-prova foi desenvolvido por meio do pórtico de reação, acionado manualmente, e os carregamentos estáticos foram controlados por meio de uma célula de carga com capacidade de 150kN.

O valor da carga última de ruptura para o corpo-de-prova gêmeo, utilizado como referência inicial, foi de 99kN.

Os deslocamentos entre os materiais foram medidos por meio de dois transdutores de deslocamentos (bcd1694 e bcd1704), marca Kiowa, com sensibilidade de 0,001mm e curso máximo de 5mm, posicionados em faces opostas do corpo-de-prova, como mostra a Figura 3.29.

No sistema de aquisição de dados externo, os sinais foram programados para serem lidos a cada segundo. A base de medidas dos deslocamentos, considerada para o corpo-de-prova, neste caso, foi igual a  $L_0 = 23\text{cm}$ .



a) Instrumentação do corpo-de-prova no pórtico de reação



b) Sistema de aquisição de dados externo SYSTEM 5000.

**Figura 3.29:** Esquema geral para a realização do ensaio estático de cisalhamento

Para a realização dos ensaios dinâmicos, o segundo corpo-de-prova, CP2, foi submetido inicialmente a ciclos de carregamento com frequência de excitação constante de 5Hz e aplicação de ambos os níveis de carga, máximos e mínimos, de compressão, sendo a forma das ondas de tensão senoidais.

O nível máximo considerado inicialmente para o carregamento cíclico, neste caso, foi de 50% da resistência estática da ligação,  $F_{\max}=55,22\text{kN}$ , valor este obtido a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP1 até a ruptura (ver Figura 3.31). O correspondente nível mínimo de carga, tomado a 10% do valor máximo considerado para o carregamento cíclico, foi de  $F_{\min}=5,52\text{kN}$  e, portanto, a relação de carga utilizada foi  $R=0,100$ .

Para o terceiro corpo-de-prova, CP3, reduziu-se a amplitude de carregamento e também a frequência de excitação. O ensaio foi conduzido, então, com carregamento cíclico variando entre  $F_{\max}=47,50\text{kN}$  (43% da força máxima prevista para a ligação) e  $F_{\min}=4,75\text{kN}$  (10% de  $F_{\max}$ ), sendo a relação de carga utilizada igual a  $R=0,100$ , também neste caso. A frequência de excitação também foi reduzida do valor inicial 5Hz para 3Hz.

A rigidez da ligação foi então verificada para o corpo-de-prova CP3 a cada 200.000 ciclos de carga, através de ensaios estáticos de cisalhamento, para a força  $F_{\max}=47,50\text{kN}$  (43% da força máxima prevista para a ligação), sendo a velocidade de aplicação de carga de  $0,10\text{kN/mm}$ .

Foi também verificada a amplitude de força,  $\Delta F$ , em função do número de ciclos de carregamento necessária para provocar a falha no sistema de ligação a partir dos níveis máximos e mínimos de carregamentos utilizados inicialmente nos ensaios dinâmicos.

A instrumentação dos corpos-de-prova mistos para a realização dos ensaios preliminares de cisalhamento, assim como o esquema geral do ensaio, estão apresentados na Figura 3.30.



a) Instrumentação do corpo-de-prova para medida dos deslocamentos.



b) Monitoramento do ensaio dinâmico de cisalhamento.

Figura 3.30: Esquema geral do ensaio dinâmico de cisalhamento na Dartec – Ensaios preliminares.

### 3.2.1.5. Resultados – Ensaios preliminares

A força última obtida para o CP1 foi de 119,04kN, e a ruptura convencional da ligação (considerando-se quatro conectores “verticais”) correspondente a deformação 2‰ (nomeada por  $F_{0,002}$ ), foi de 110,45kN, sendo estes valores obtidos a partir de ensaios estáticos de cisalhamento.

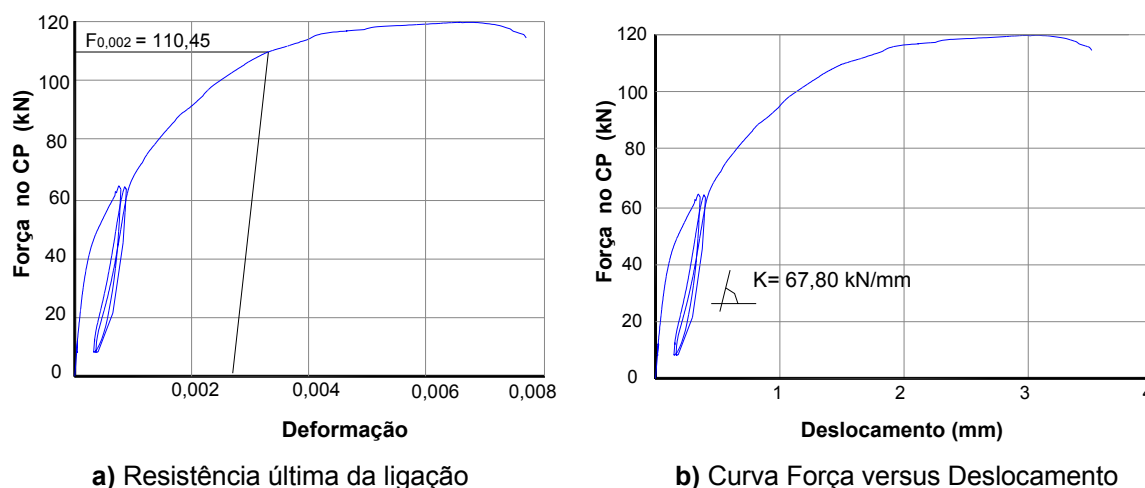


Figura 3.31: Resistência última e rigidez da ligação, obtidas a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP1.

Portanto, a resistência última (nomeada por  $F_u$ ), obtida para cada conector “vertical”, foi de 27,61kN e o módulo de deslizamento/conector, K, obtido com base nos valores 10% e 40% da resistência última da ligação, foi de 16,95 kN/mm.

Observou-se, neste caso, que a deformação do corpo-de-prova foi consequência, principalmente, do efeito combinado da flexão do conector com o embutimento na madeira na direção do fluxo de cisalhamento.



a) Detalhe da flexão dos conectores



b) Flexão do conector e embutimento na madeira

**Figura 3.32:** Situação dos conectores após o ensaio estático do primeiro corpo-de-prova CP1 (corpo-de-prova fornecido por ALCÂNTARA SEGUNDINHO, 2005) até a ruptura.

Os níveis de carga cíclica e a frequência de excitação, considerados inicialmente para o ensaio dinâmico do CP2, provocaram a ruptura precoce da barra de aço com aplicação de apenas 198.789 ciclos de carga, além da abertura de fissuras no concreto nas regiões da conexão. Neste caso, a amplitude de força que provocou a falha na ligação foi igual a 49,70kN ( $F_{\max}=55,22\text{kN} - F_{\min}=5,52\text{kN}$ ) sendo, portanto, 12,42kN/conector.



a) Ruptura da barra de aço após a aplicação dos ciclos de carga



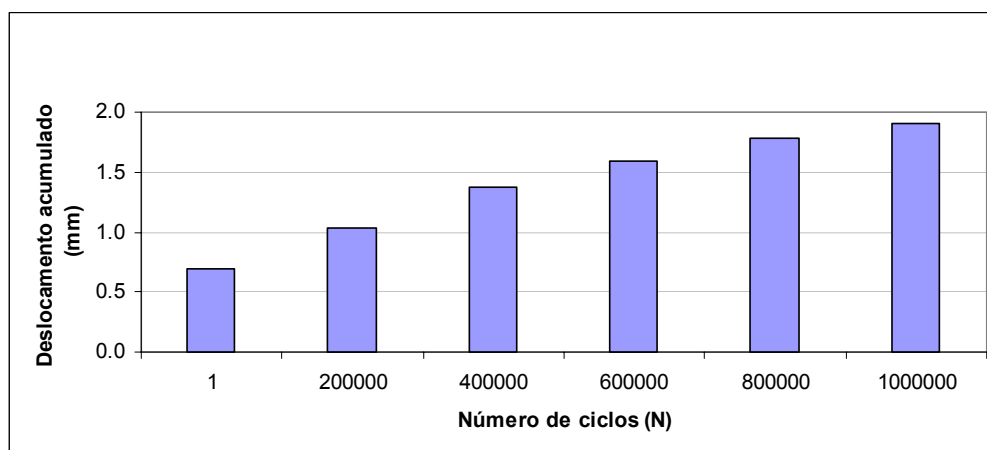
b) Fissuração no concreto após a aplicação dos ciclos de carga

**Figura 3.33:** Modos de falha observados no ensaio dinâmico do corpo-de-prova CP2 para  $F_{\max}=55,22\text{kN}$  (50% da resistência última estática) e frequência de 5Hz.

A relação entre a amplitude de carga,  $\Delta F$ , e a força última na ligação,  $F_{0,002}$ , necessária para provocar a falha no sistema misto, no caso do CP2, foi de aproximadamente 0,45, conforme mostra a Figura 3.36.

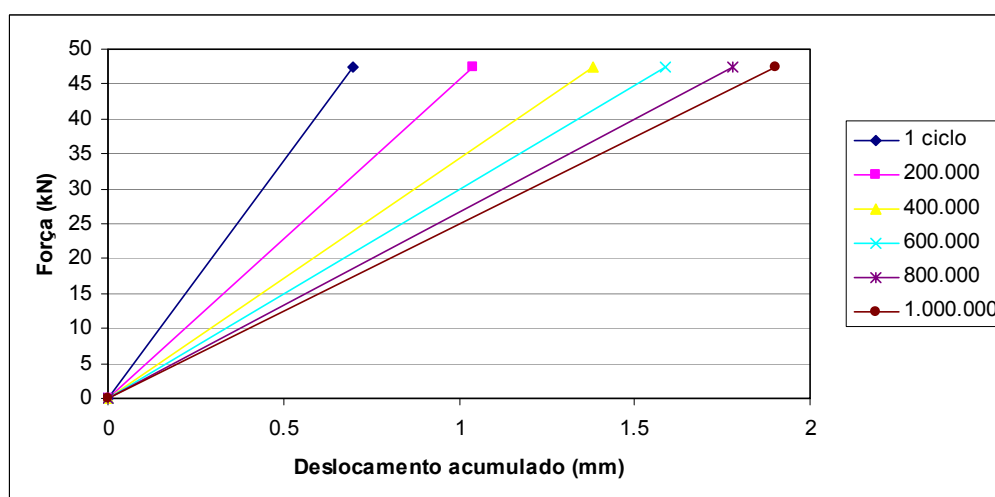
Para os parâmetros utilizados no ensaio dinâmico do corpo-de-prova CP3 (carregamento cíclico máximo igual a 43% da força estática máxima prevista para a ligação

com frequência de excitação igual a 3Hz e  $R=0,10$ ), a ruptura também ocorreu na barra de aço, porém com a aplicação de 1.012.786 ciclos de carregamento. O deslocamento máximo observado entre os materiais, neste caso, foi de 1,90mm. Além disso, observou-se a partir dos ensaios dinâmicos realizados que os ciclos repetidos de carregamento flexionam o conector podendo provocar, nas regiões mais críticas, a plastificação da barra de aço, enfraquecendo conseqüentemente o sistema de conexão.



**Figura 3.34:** Deslocamentos medidos para  $F_{\max} = 47,50$  kN (43% de  $F_{0,002}$ ), a cada 200.000 ciclos – Ensaio preliminar do CP3 para 4 conectores “verticais” com  $d=12,5$ mm.

Para o corpo-de-prova CP3, a perda de rigidez dos conectores, a partir da manutenção do número de ciclos de carga, está apresentada na Figura 3.35. A rigidez ( $K$ ) dos conectores, neste caso, medida a cada 200.000 ciclos, foi obtida a partir da divisão da força estática aplicada (carga cíclica máxima) pelo correspondente deslocamento obtido.

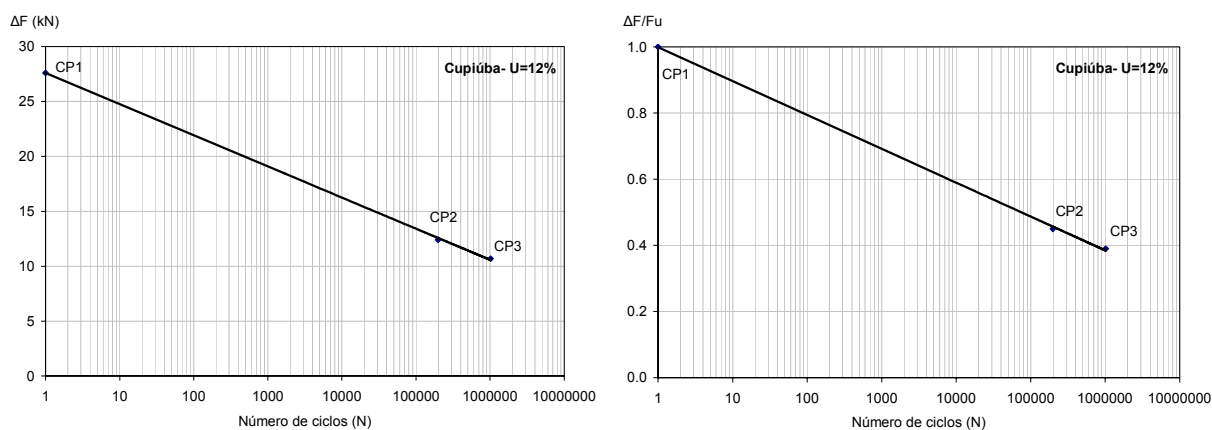


**Figura 3.35:** Rigidez da ligação verificada para  $F_{\max} = 47,50$  kN (43% de  $F_{0,002}$ ), a cada 200.000 ciclos – Ensaio preliminar do CP3 para 4 conectores “verticais” com  $d=12,5$ mm.

**Tabela 3.33:** Rigidez dos conectores “verticais” para  $F_{max} = 47,50$  kN (43% de  $F_{0,002}$ ) – CP3.

Número de ciclos	Deslocamento acumulado (mm)	Rigidez/conector (kN/mm)
1	0,70	16,96
200.000	1,04	11,37
400.000	1,38	8,62
600.000	1,59	7,46
800.000	1,78	6,68
1000.000	1,90	6,24

A relação entre a amplitude de carga,  $\Delta F$ , e a força última na ligação,  $F_{0,002}$ , que provocou a falha no sistema, no caso do corpo-de-prova CP3, foi de aproximadamente 0,40. Na Figura 3.36, apresentada na sequência, estão apresentados os resultados referentes aos ensaios dos corpos-de-prova CP1, CP2 e CP3.

**a)** Curva de danificação por conector -  $R=0,10$ **b)** Curva  $\Delta F/F_u$  x Número de ciclos de carga**Figura 3.36:** Comportamento dinâmico associado ao modo de falha da conexão - Ensaios preliminares dos corpos-de-prova CP1, CP2 e CP3.

### 3.2.1.6. Discussão dos resultados – Ensaios preliminares

Os ensaios dinâmicos de cisalhamento, realizados em corpos-de-prova mistos, para verificação do comportamento das conexões presentes em tabuleiros mistos de pontes, devem ser executados numa frequência de excitação compatível com a situação real de trabalho dos conectores. A partir dos ensaios preliminares, observou-se que nos ensaios dinâmicos de cisalhamento, realizados em corpos-de-prova mistos com conectores “verticais”, visando questões relativas a variação de resistência e rigidez desses conectores, frequências de excitação com valores máximos de até 3Hz são mais indicadas. Dessa forma, além de se aproximar da frequência real de trabalho desses conectores, reduz-se a fissuração na peça de concreto durante a execução dos ensaios.

A partir da manutenção dos ciclos de carga, observou-se a ocorrência da diminuição do valor da rigidez do sistema de conexão, sendo a referida perda de rigidez mais acentuada nos ciclos iniciais de carga.

O modo de falha observado nos corpos-de-prova mistos a partir da manutenção do número de ciclos de carga foi a ruptura da barra de aço, sendo que este modo de ruptura foi dado em função da frequência de excitação utilizada inicialmente, da amplitude de carga admitida, e também do número de ciclos de carregamento aplicados aos corpos-de-prova.

Os conectores de cisalhamento, quando dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante, nos corpos-de-prova CP2 e CP3, ficaram sujeitos a repetidas solicitações de flexão na direção do fluxo de cisalhamento, o que provocou a plastificação localizada das barras de aço e, conseqüentemente, suas rupturas.

Os níveis de carregamento cíclico, aplicados ao CP3, variando entre 43% e 10% da força de ruptura estática das conexões, se mostraram adequados na verificação da perda de rigidez do sistema de conexão “vertical” formado por barras de aço com 12,5mm de diâmetro.

Os níveis de carga cíclica admitidos para o CP3 apresentaram valores próximos aos recomendados pela norma EUROCODE 4 (2001), que é relativa às estruturas mistas de aço-concreto, e que recomenda a aplicação de carregamento cíclico variando entre 40% e 5% da resistência estática da ligação para verificação do comportamento dinâmico.

### **3.2.1.7. Conclusões dos ensaios preliminares**

Nos ensaios cíclicos, realizados em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, para verificação do comportamento dinâmico de conectores de cisalhamento, presentes em tabuleiros mistos de pontes, valores de frequência superiores a 3Hz devem ser evitados.

Os conectores “verticais” utilizados nos corpos-de-prova mistos CP1, CP2 e CP3 não dispunham de uma área de aço suficiente para resistir aos carregamentos cíclicos considerados. Portanto, a madeira apresentou uma melhor resposta aos carregamentos cíclicos quando comparada com o conectores de aço, dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante dos corpos-de-prova.

As indicações da norma EUROCODE 4 (2001), relativas às estruturas mistas aço-concreto, que recomenda a utilização de carregamento cíclico variando entre 40% e 5% da resistência estática da ligação, fornecem uma boa estimativa para a realização de ensaios dinâmicos em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto que utilizam conectores de cisalhamento simulando ligações efetuadas em tabuleiros mistos de pontes.

A perda de rigidez das conexões, no corpo-de-prova misto CP3 que utilizou conectores “verticais” com 12,5mm de diâmetro, submetidos a cargas cíclicas variando entre 43% e 10% da resistência estática da ligação, foi de aproximadamente 37% com relação a rigidez de um único ciclo de carga, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados.



A maior parcela da perda de rigidez do sistema misto de conexão “vertical”, neste caso, foi verificada para os ciclos iniciais de carga.

### **3.2.2. Considerações para os ensaios propostos 6 e 7**

Os ensaios preliminares, realizados inicialmente nos corpos-de-prova mistos CP1, CP2 e CP3, serviram de referência para as considerações efetuadas nos ensaios propostos 6 e 7.

Os ensaios propostos 6 e 7 são relativos aos ensaios de cisalhamento, realizados em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, com conectores “verticais” e também dispostos em “X”.

Nos ensaios propostos 6 e 7 foram realizados ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento focalizando, principalmente, questões relativas a variação da resistência e rigidez dos referidos conectores.

Na sequência, estão apresentadas as principais considerações efetuadas para os ensaios propostos 6 e 7 deste trabalho.

#### **3.2.2.1. Materiais utilizados**

Os materiais utilizados na confecção dos corpos-de-prova foram adquiridos em empresas que fornecem produtos para a construção civil na região de São Carlos-SP.

Na confecção dos corpos-de-prova mistos utilizou-se a espécie de reflorestamento *Eucalypto citriodora* tratada com CCA.

Na colagem das barras de aço foi utilizada a resina bi-componente do tipo epóxi: Sikadur 32.

Foram utilizadas barras de aço comum (superfícies com mossas), galvanizadas, do tipo CA-50, com dois diferentes diâmetros:

- diâmetro de 8mm para os corpos-de-prova com conectores em “X”;
- diâmetro de 19mm para os corpos de prova com conectores “verticais”.

#### **3.2.2.2. Equipamento**

Idem ao apresentado no item 3.2.1.3.

#### **3.2.2.3. Execução dos ensaios**

Os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento foram conduzidos com controle de deslocamento do pistão.

Para a determinação da resistência última e do módulo de deslizamento do sistema de conexão, neste caso, os corpos-de-prova mistos foram inicialmente sujeitos a carregamentos estáticos até a ruptura (carga “F” aplicada ao corpo-de-prova a uma velocidade aproximada de 0,10 kN/seg, Figura 3.42).

Os ensaios estáticos foram realizados em três ciclos de carga, sendo os dois primeiros ciclos com carga aplicada até 50% da resistência última da ligação, NBR 7190/97 (determinada inicialmente a partir de um corpo-de-prova-gêmeo) e o terceiro ciclo com carregamento aplicado até a ruptura.

Os carregamentos estáticos foram controlados por meio de uma célula de carga com capacidade de 250kN. O sistema de solitação do corpo-de-prova foi desenvolvido por meio do pórtico de reação.

Os deslocamentos entre os materiais foram medidos por meio de dois transdutores de deslocamentos (bcd1694 e bcd1704), marca Kiowa, com sensibilidade de 0,001mm e curso máximo de 5mm, posicionados em faces opostas dos corpos-de-prova.

No sistema de aquisição de dados externo, os sinais foram programados para serem lidos em intervalos de um segundo. A base de medidas de deslocamentos, considerada para os corpos-de-prova mistos, neste caso, foi igual a  $L_0 = 33\text{cm}$ .

A resistência última da ligação,  $F_{0,002}$ , correspondeu a força necessária para provocar a deformação  $\varepsilon = 2\%$ . Este valor foi obtido por meio de uma reta paralela a curva Força versus Deformação com a secante passando pelos pontos  $0,1 F_{rup}$  e  $0,4 F_{rup}$  ( $F_{rup}$  é a força de ruptura para o corpo-de-prova). O valor do módulo de deslizamento da ligação foi obtido a partir da curva Força versus Deslocamento, com a secante passando pelos pontos 10% e 40% da força última na ligação ( $F_{0,002}$ ), idem ao procedimento mostrado na Figura 3.31 para o ensaio preliminar, segundo recomendações de PIGOZZO (2006).

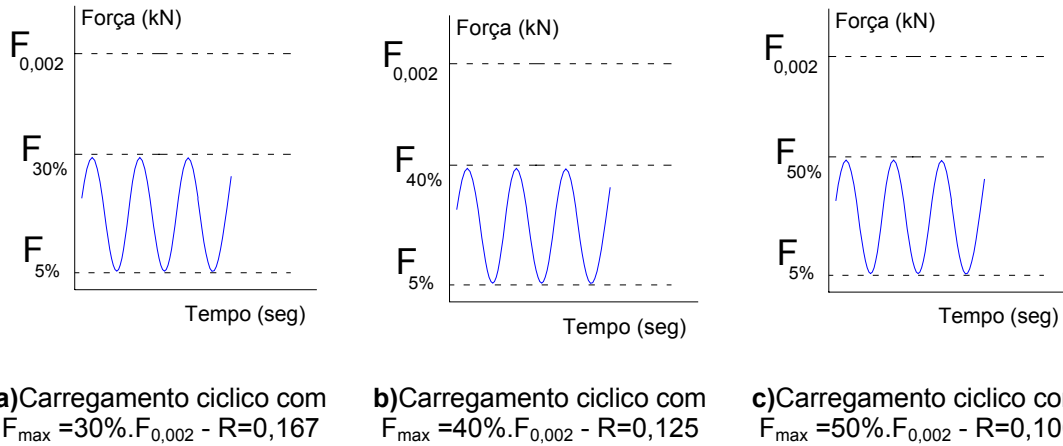
Para a realização dos ensaios dinâmicos, os corpos-de-prova mistos foram submetidos a um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos de carga, com frequência de excitação de 3Hz e aplicação de ambas as cargas, máximas e mínimas, de compressão. A forma da onda utilizada nos ensaios dinâmicos foi do tipo senoidal.

Os ensaios foram conduzidos inicialmente com carregamento cíclico variando entre 30% e 5% da resistência estática média prevista para a ligação ( $F_{0,002}$ ), sendo  $R=0,167$ .

Posteriormente, os ensaios foram conduzidos com carregamento cíclico variando entre 40% e 5%,  $R=0,125$ , e então entre 50% e 5%, com  $R=0,100$ .

Para os corpos-de-prova mistos, os níveis máximos de carregamento cíclico foram admitidos a partir da consideração de que o maior valor de esforço cortante que deve ocorrer nas ligações das vigas mistas, presentes em tabuleiros mistos de pontes, devido a soma da carga acidental (ação dos veículos sobre o tabuleiro) com a carga permanente (peso próprio do tabuleiro), corresponde a aproximadamente 40% da resistência estática ao

cisalhamento nos conectores, conforme WEAVER (2004). Portanto, os corpos-de-prova analisados no presente trabalho foram ensaiados para três diferentes níveis máximos de carga cíclica:  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ . Esta consideração foi admitida para os ensaios realizados nos corpos-de-prova com conectores “verticais” e também em “X”.



**Figura 3.37:** Cargas cíclicas consideradas nos ensaios dinâmicos de cisalhamento para os corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e também em “X”.

Nos corpos-de-prova mistos a perda de rigidez das conexões foi verificada através de ensaios estáticos de cisalhamento, a cada 200.000 ciclos de carga, para as cargas cíclicas máximas aplicadas nos corpos-de-prova nos ensaios dinâmicos de cisalhamento, ou seja, para: 30% de  $F_{0,002}$  ( $F_{30\%}$ ), 40% de  $F_{0,002}$  ( $F_{40\%}$ ), e 50% de  $F_{0,002}$  ( $F_{50\%}$ ).

Para finalizar, após os ensaios dinâmicos, os corpos-de-prova mistos foram carregados até a falha, através de ensaios estáticos de cisalhamento, a uma velocidade de 0,30kN/seg, para verificação da resistência última da conexão após a aplicação dos ciclos de carga.



a) Ensaio estático de cisalhamento



b) Ensaio dinâmico de cisalhamento

**Figura 3.38:** Detalhe dos ensaios e instrumentação dos corpos-de-prova mistos para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento

### 3.2.2.4. Colagem das barras de aço

As barras de aço foram coladas nas peças de madeira com inclinações de 45° e 90° em relação as fibras. Para os conectores em “X”, o diâmetro utilizado para os furos nas peças de madeira foi de 10,0mm e para os conectores “verticais” foi de 23,75mm.

Esses valores foram obtidos por meio da relação  $D=1,25d$ , conforme recomendações de BUCHANAN e MOSS (1999).

O comprimento de ancoragem utilizado, tanto para os conectores em “X” como para os conectores “verticais”, foi de 8,0cm, sendo as relações de esbeltez ( $\lambda=l_a/d$ ) de  $\lambda=10$  e  $\lambda=4,22$ , respectivamente, de acordo com BAIMBRIDGE, HARVEY e METTEM (2001).

Um detalhe da preparação dos corpos-de-prova mistos é apresentado na Figura 3.39.



a) Marcação inicial do furo



b) Furação das peças de madeira

**Figura 3.39:** Preparação das peças roliças de madeira para confecção dos corpos-de-prova mistos.

A aplicação da resina epóxi nos furos das peças de madeira, neste caso, foi efetuada com a utilização de um aplicador adaptado, conforme apresentado na Figura 3.40.



a) Detalhe do aplicador adaptado



b) Utilização do aplicador adaptado

**Figura 3.40:** Aplicação da resina epóxi nos furos das peças de madeira.

A injeção da resina iniciou-se a partir da extremidade interna do furo, afastando-se em seguida o bico injetor desta extremidade até o afloramento da resina na superfície exterior do furo. A preparação da resina epóxi, neste caso, utilizada foi feita parcialmente em quantidades de aproximadamente 400g.

Para eliminar as bolhas de ar durante a introdução das barras de aço nos furos, aplicou-se nestas barras, pequenos movimentos rotativos, atornando-se sequencialmente da esquerda para direita e vice versa, até que o excesso de resina aflorasse pelo furo.

Os corpos-de-prova, após terem sido colados, ficaram em repouso durante sete dias para que a resina atingisse sua resistência máxima.



**Figura 3.41:** Peça roliças de madeira após a colagem das barras de aço, revestidas com sacos plásticos de polietileno.

### 3.2.2.5. Umidade de colagem

As barras de aço foram coladas nas peças de madeira dos corpos-de-prova mistos na umidade  $U_4 = 30\% \pm 1\%$ .

### 3.2.2.6. Tamanho da amostra

Foram consideradas três replicações para os corpos-de-prova mistos no caso dos ensaios estáticos de cisalhamento para a determinação da carga última de ruptura.

Utilizou-se, neste caso, um total de seis corpos-de-prova, sendo três deles para a realização dos ensaios estáticos com conectores dispostos em “X” e os demais para a realização dos ensaios estáticos com conectores “verticais”.

Nos ensaios dinâmicos de cisalhamento, para cada disposição de conectores utilizada, “vertical” ou em “X”, foram utilizados um total de três corpos-de-prova, sendo o primeiro deles ensaiado com nível máximo de carga igual a 30% de  $F_{0,002}$  ( $R=0,167$ ), e os outros dois com 40% de  $F_{0,002}$  ( $R=0,125$ ) e 50% de  $F_{0,002}$  ( $R=0,100$ ).

### 3.2.2.7. Retirada dos corpos-de-prova

As peças de madeira utilizadas para compor os corpos-de-prova mistos foram retiradas de duas vigas roliças de *Eucalypto citriodora*: VR1 e VR2. Assim, foram retiradas um total de seis peças de cada viga roliça.

A retirada das peças de madeira das vigas foi efetuada conforme estabelecido pela NBR 7190/97.

A densidade aparente considerada para cada uma das vigas roliças foi: VR1 ( $900\text{kg/m}^3$ ) e VR2 ( $920\text{kg/m}^3$ ).

Não foram levadas em consideração as variabilidades naturais das vigas de madeira. Portanto, as propriedades mecânicas da madeira ao longo do comprimento de cada viga foram admitidas constantes;

Em cada corpo-de-prova com conectores “inclinados” foram utilizados dois pares de conectores em “X” com inclinações de  $45^\circ$ , sendo utilizado, neste caso, um conector “X” de cada lado da peça de madeira do corpo-de-prova misto.

Nos corpos-de-prova com conectores “verticais” foram utilizados um total de quatro conectores, sendo utilizados dois conectores em cada um dos lados da peça de madeira que compõe o corpo-de-prova misto.

### 3.2.2.8. Configuração para os corpos-de-prova

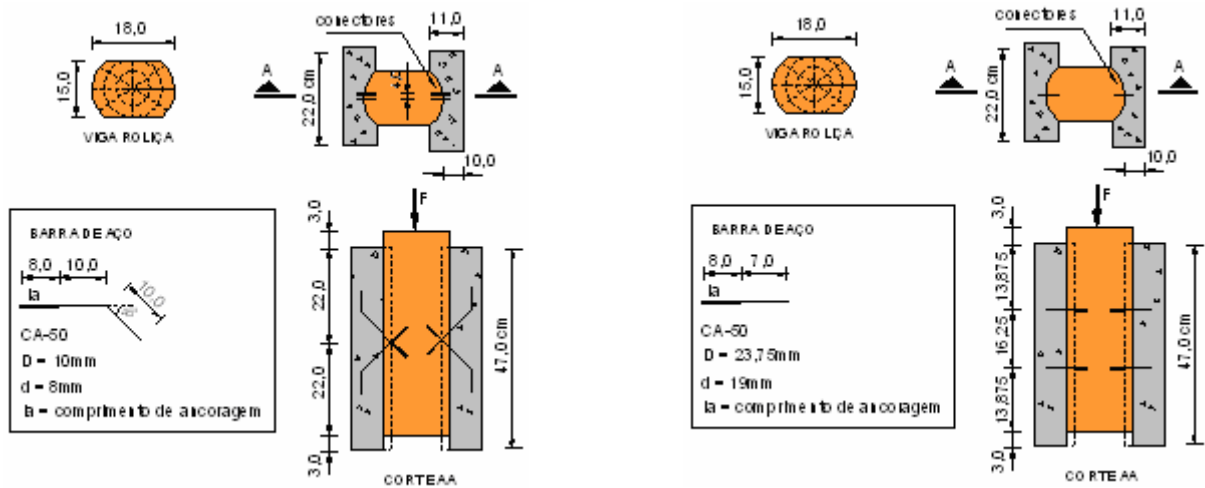
Os corpos-de-prova mistos, considerados para a realização dos ensaios de cisalhamento no presente trabalho, foram construídos com base nos corpos-de-prova utilizados por PIGOZZO (2004).

Portanto, o comprimento de cada peça roliça de madeira utilizada nos corpos-de-prova mistos foi de 47,0cm e o diâmetro médio aproximado das peças foi de 18,0cm.

As peças de madeira foram aplainadas, formando-se duas faces paralelas eqüidistante de 15cm, como mostra a Figura 3.42.

Essa mesma configuração para os corpos-de-prova mistos foi utilizada para a realização de todos os ensaios, estáticos e dinâmicos, com conectores “verticais” e também em “X”.

Para se evitar o atrito entre a madeira e o concreto na interface dos materiais, as peças roliças de madeira foram revestidas com sacos plásticos de polietileno como mostrado na Figura 3.41, apresentada anteriormente.



a) Corpo-de-prova com conectores em “X” para a realização do Ensaio 6      b) Corpo-de-prova com conectores “verticais” para a realização do Ensaio 7

Figura 3.42: Configuração utilizada para os corpos-de-prova mistos.

### 3.2.2.9. Armadura para os corpos-de-prova mistos

As armaduras utilizadas nos corpos-de-prova com conectores em “X” e “verticais” representaram armaduras mínimas com relação ao volume de concreto utilizado, conforme ABNT (2003, item 17.3.5.1), e estas armaduras foram adotadas para reduzir as fissurações no concreto. A Figura 3.43 ilustra o detalhe da armadura, assim como o detalhe das fôrmas utilizadas para o confinamento do concreto.

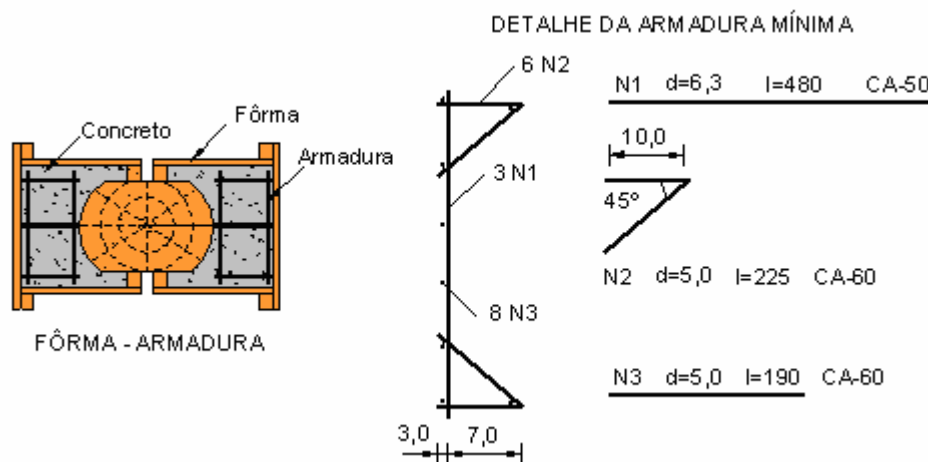


Figura 3.43: Armadura para os corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e também em “X” – Etapas 6 e 7. Fonte: (Modificado de PIGOZZO 2004).

### 3.2.2.10. Concreto para os corpos-de-prova mistos

Foi preparado com traço 1:2,67:3,05 em peso, com relação água-cimento ( $a/c=0,42$ ). A resistência média esperada para o concreto aos 28 dias de idade foi de 28MPa. Utilizou-se, neste caso, cimento portland CPIII RS 40, areia média e britas 5/8 e 1", em proporções 25% e 75%, respectivamente.



a) Concretagem dos corpos-de-prova mistos sendo realizada



b) Vista dos corpos-de-prova mistos antes da concretagem

**Figura 3.44:** Detalhe da concretagem dos corpos-de-prova mistos.

Alguns detalhes dos corpos-de-prova mistos, prontos para os ensaios de cisalhamento, estão apresentados na figura seguinte.



a) Vista frontal dos corpos-de-prova mistos



b) Vista lateral dos corpos-de-prova mistos

**Figura 3.45:** Corpos-de-prova mistos para os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento.

## 3.2.3. Ensaio 6

### 3.2.3.1. Objetivo

Verificação dos comportamentos estático e dinâmico das ligações efetuadas em corpos-de-prova mistos através da utilização de barras de aço coladas em "X" com inclinação de 45°.



Para atingir os objetivos propostos, neste caso, foram realizados os seguintes procedimentos:

- obtenção do módulo de deslizamento e da força última de ruptura do sistema misto de conexão através de ensaios estáticos de cisalhamento;
- verificação da rigidez das ligações dos corpos-de-prova mistos, a cada 200.000 ciclos, para as cargas cíclicas máximas  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de cisalhamento, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados;
- verificação da carga última de ruptura nos corpo-de-prova após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga.

### 3.2.3.2. Descrição do procedimento

Para cada um dos níveis máximos de carga aplicados,  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ , determinados a partir da resistência estática média obtida entre os corpos-de-prova CP02-VR1, CP05-VR1 e CP09-VR2, foi considerado um corpo-de-prova diferente. Assim, o CP06-VR1 foi submetido a  $F_{30\%}$ , o CP07-VR2 a  $F_{40\%}$ , e o CP10-VR2 a  $F_{50\%}$ . Cada corpo-de-prova, ensaiado a partir de cargas cíclicas, foi carregado inicialmente até atingir a carga cíclica máxima de referência,  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  ou  $F_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de cisalhamento, durante os quais registrou-se os valores de Força versus Deslocamentos na interface dos materiais. Os corpos-de-prova foram posteriormente sujeitos a 200.000 ciclos com amplitude constante de carga. Para completar o ensaio dinâmico, outro teste de cisalhamento foi realizado com registro dos novos valores de Força versus Deslocamentos na interface dos materiais. Esse procedimento foi repetido até que os corpos-de-prova atingissem  $2 \times 10^6$  ciclos de carga e, então, os corpos-de-prova foram conduzidos até a ruptura a partir de ensaios estáticos de cisalhamento.

### 3.2.3.3. Detalhe dos corpos-de-prova com conectores em “X”



a) Corpo-de-prova misto para a realização dos ensaios



b) Detalhe da fôrma utilizada para o concreto



c) Detalhe da armadura utilizada no concreto

**Figura 3.46:** Conectores em “X” para os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento – Ensaio 6

**Tabela 3.34:** Propriedades físicas dos materiais: corpos-de-prova com conectores em “X” - Ensaio 6.

CP <sup>1</sup> -vig <sup>2</sup>	Tipo de ensaio	Propriedades físicas do concreto		Propriedades físicas da madeira			
		f <sub>c,m</sub> <sup>3)</sup> (MPa)	E <sub>c,m</sub> <sup>4)</sup> (MPa)	f <sub>c0,m</sub> (MPa)	E <sub>c.0,m</sub> (MPa)	ρ <sub>ap</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	U <sub>4</sub> (%)
02-VR1	Estático	28,11	26323,44	44,20	15294,38	900	30,6
05-VR1	Estático	28,11	26323,44	44,20	15294,38	900	30,6
09-VR2	Estático	28,11	26323,44	62,78	19675,20	1000	30,1
06-VR1	Dinâmico	27,71	25148,30	44,20	15294,38	900	30,6
07-VR2	Dinâmico	29,32	28042,36	62,78	19675,20	1000	30,1
10-VR2	Dinâmico	28,44	27474,43	62,78	19675,20	1000	30,1

<sup>1)</sup> numeração do corpo-de-prova misto;  
<sup>2)</sup> viga roliça de *Eucalypto citriodora* a partir da qual foram construídos os corpos-de-prova mistos;  
<sup>3)</sup> resistência média do concreto, referente ao dia do ensaio (média de 03 amostras);  
<sup>4)</sup> módulo de elasticidade médio do concreto, referente ao dia do ensaio.

### 3.2.3.4. Resultados - Ensaio 6

Na seqüência estão apresentados os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento, realizados nos corpos-de-prova mistos com conectores em “X”. Em nenhum dos corpo-de-prova analisados o concreto armado apresentou fissuras visíveis.



a) Detalhe do conector “X” após o ensaio estático de cisalhamento até a ruptura.



b) Detalhe do conector “X” após a aplicação de 2x10<sup>6</sup> ciclos de carga.

**Figura 3.47:** Situação dos conectores após os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento.

Os resultados obtidos para os corpos-de-prova com conectores em “X” a partir dos ensaios estáticos de cisalhamento são apresentados na Tabela 3.35.

**Tabela 3.35:** Resistência e rigidez dos corpos-de-prova com conectores dispostos em “X” - Ensaio 6.

CP <sup>1</sup> -vig <sup>2</sup>	F <sub>u</sub> /conector “X” (kN)	Rigidez/conector “X” (kN/mm)
02-VR1	29,61	38,62
05-VR1	27,48	35,84
09-VR2	30,23	39,43

<sup>1)</sup> numeração do corpo-de-prova misto;  
<sup>2)</sup> viga roliça de *Eucalypto citriodora* de onde foram retirados os corpos-de-prova roliços.

Os resultados de resistência e rigidez, apresentados na Tabela 3.35, foram obtidos a partir das curvas apresentadas na seqüência, e são correspondentes a 2 conectores “X”.

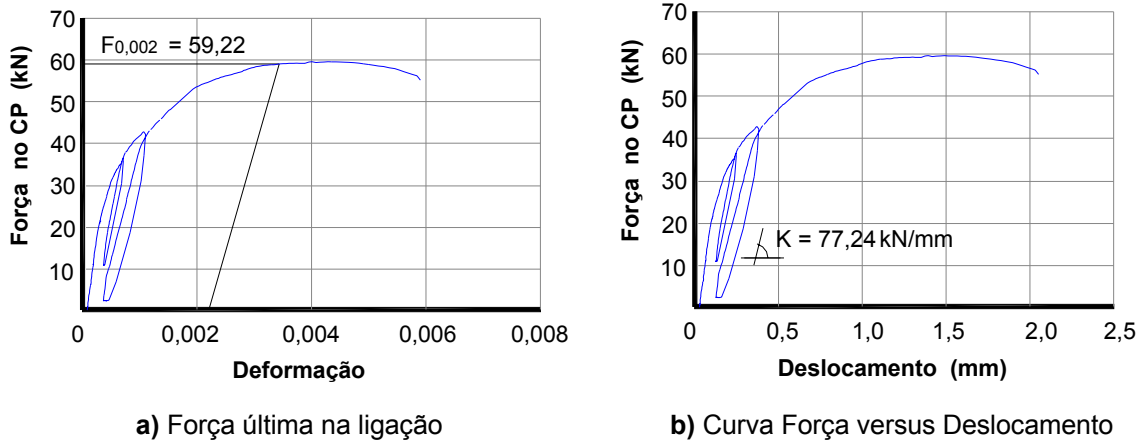


Figura 3.48: Curvas para o CP02-VR1 com 2 conectores em “X” –  $F_{rup} = 59,97$  kN.

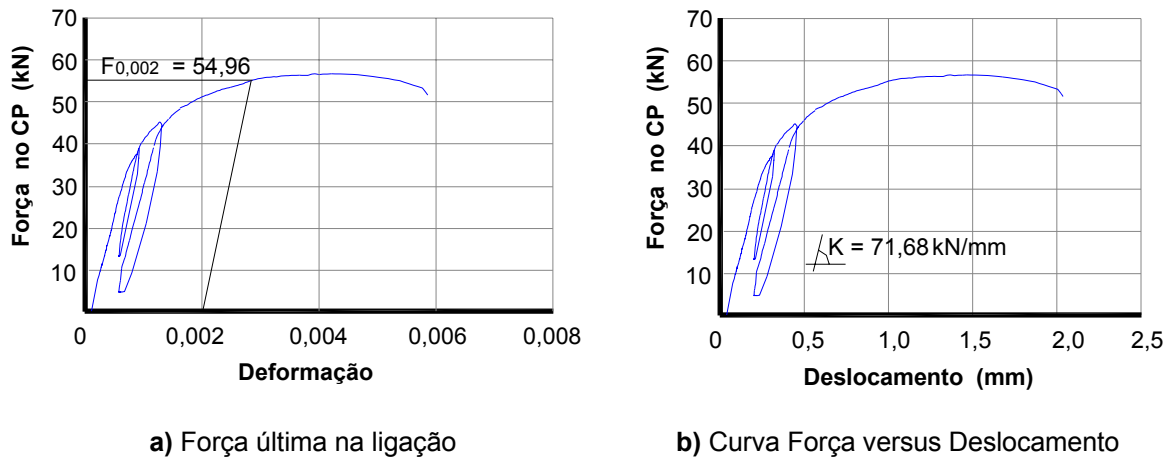


Figura 3.49: Curvas para o CP05-VR1 com 2 conectores em “X” -  $F_{rup} = 56,11$  kN.

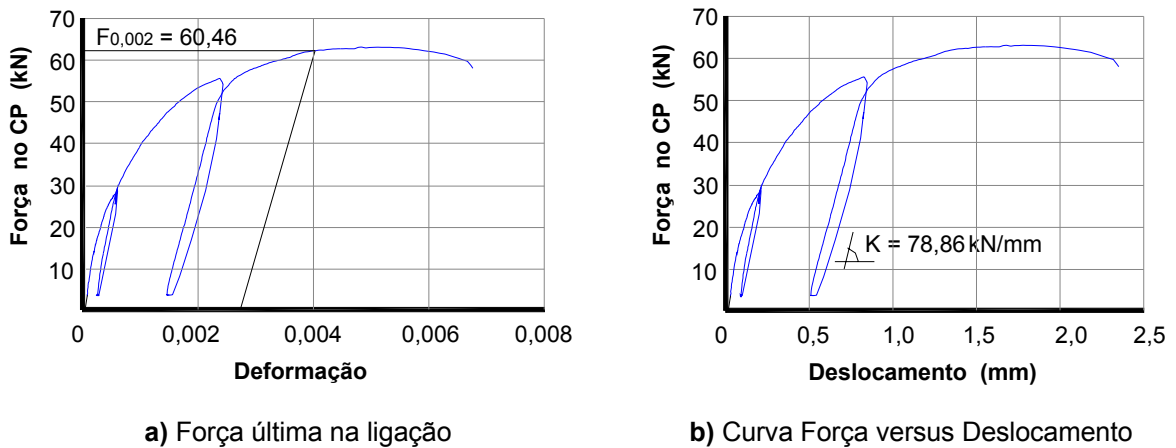


Figura 3.50: Curvas para o CP09-VR2 com 2 conectores em “X”  $F_{rup} = 61,16$  kN.

A partir da análise dos resultados estáticos, obtidos para os corpos-de-prova CP02, CP05 e CP09, pode-se dizer que o módulo de deslizamento (K) médio e a resistência média última de cada conector “X”, formado por duas barras de aço com diâmetro de 8mm, coladas com a resina epóxi Sikadur 32, em madeira saturada de *Eucalypto citriodora* (U=30%) corresponderam respectivamente a:  $K=37,96\text{kN/mm}$  e  $F_u=29,11\text{kN}$ .

Para cada um dos corpos-de-prova analisados submetidos a carregamentos cíclicos, o comportamento da ligação mista foi verificado a partir de ensaios estáticos de cisalhamento, a cada 200.000 ciclos carga, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A rigidez dos conectores, assim como as deformações por eles apresentadas foram obtidas para os níveis máximos de carga cíclica aplicados nos ensaios dinâmicos, ou seja,  $F_{30\%}=17,46\text{kN}$  para o CP06,  $F_{40\%}=23,28\text{kN}$  para o CP07 e  $F_{50\%}=29,11\text{kN}$  para o CP10. Já os deslocamentos ocorridos entre os materiais madeira-concreto foram verificados para os níveis máximos e mínimos de cargas cíclicas aplicados.

**Tabela 3.36:** Deslocamentos obtidos a partir da manutenção do número de ciclos.

Número de ciclos	Deslocamentos para 2 conectores “X” (mm)					
	CP06 - VR1		CP07 - VR2		CP10 - VR2	
	$F_{30\%}$ (17,46kN)	$F_{5\%}$ (2,91kN)	$F_{40\%}$ (23,28kN)	$F_{5\%}$ (2,91kN)	$F_{50\%}$ (29,11kN)	$F_{5\%}$ (2,91kN)
1	0,252	0,042	0,385	0,048	0,526	0,053
200.000	0,275	0,046	0,420	0,053	0,589	0,059
400.000	0,298	0,050	0,457	0,057	0,649	0,065
600.000	0,313	0,052	0,477	0,060	0,698	0,070
800.000	0,333	0,056	0,496	0,062	0,742	0,074
1000.000	0,350	0,058	0,510	0,064	0,761	0,076
1200.000	0,353	0,062	0,531	0,065	0,763	0,076
1400.000	0,354	0,063	0,545	0,065	0,766	0,077
1600.000	0,355	0,064	0,553	0,066	0,769	0,077
1800.000	0,356	0,065	0,555	0,066	0,778	0,078
2000.000	0,357	0,066	0,557	0,067	0,782	0,078

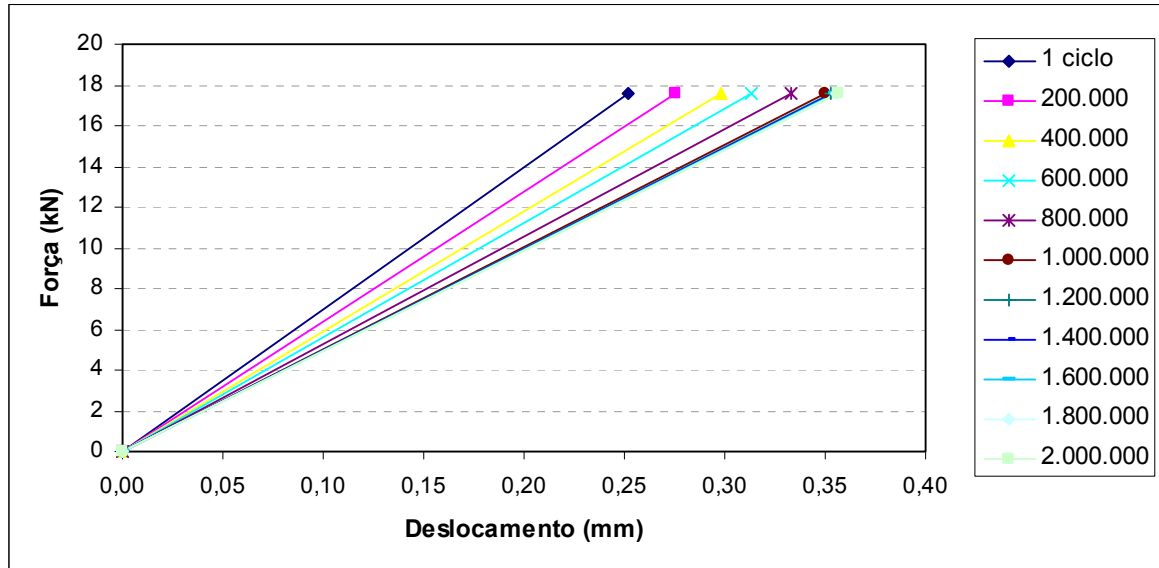
**Tabela 3.37:** Deformações obtidas a partir da manutenção do número de ciclos:  $L_0 = 33\text{cm}$ .

Número de ciclos	Deformação para 2 conectores “X”		
	CP06 - VR1 $F_{30\%} = 17,46\text{ kN}$	CP07 - VR2 $F_{40\%} = 23,28\text{ kN}$	CP10 - VR2 $F_{50\%} = 29,11\text{ kN}$
1	0,001	0,001	0,001
200.000	0,001	0,001	0,002
400.000	0,001	0,001	0,002
600.000	0,001	0,001	0,002
800.000	0,001	0,001	0,002
1000.000	0,001	0,001	0,002
1200.000	0,001	0,001	0,002
1400.000	0,001	0,001	0,002
1600.000	0,001	0,001	0,002
1800.000	0,001	0,001	0,002
2000.000	0,001	0,001	0,002

**Tabela 3.38:** Rigidez (K) dos conectores “X” a partir da manutenção do número de ciclos.

Número de ciclos	Rigidez/conector “X” (kN/mm)		
	CP06 - VR1 $F_{30\%} = 17,46 \text{ kN}$	CP07 - VR2 $F_{40\%} = 23,28 \text{ kN}$	CP10 - VR2 $F_{50\%} = 29,11 \text{ kN}$
1	34,68	30,26	27,69
200.000	31,73	27,72	24,70
400.000	29,29	25,49	22,42
600.000	27,86	24,42	20,86
800.000	26,18	23,48	19,61
1000.000	24,92	22,81	19,13
1200.000	24,73	21,90	19,08
1400.000	24,66	21,36	19,01
1600.000	24,59	21,05	18,92
1800.000	24,52	20,97	18,72
2000.000	24,45	20,90	18,62

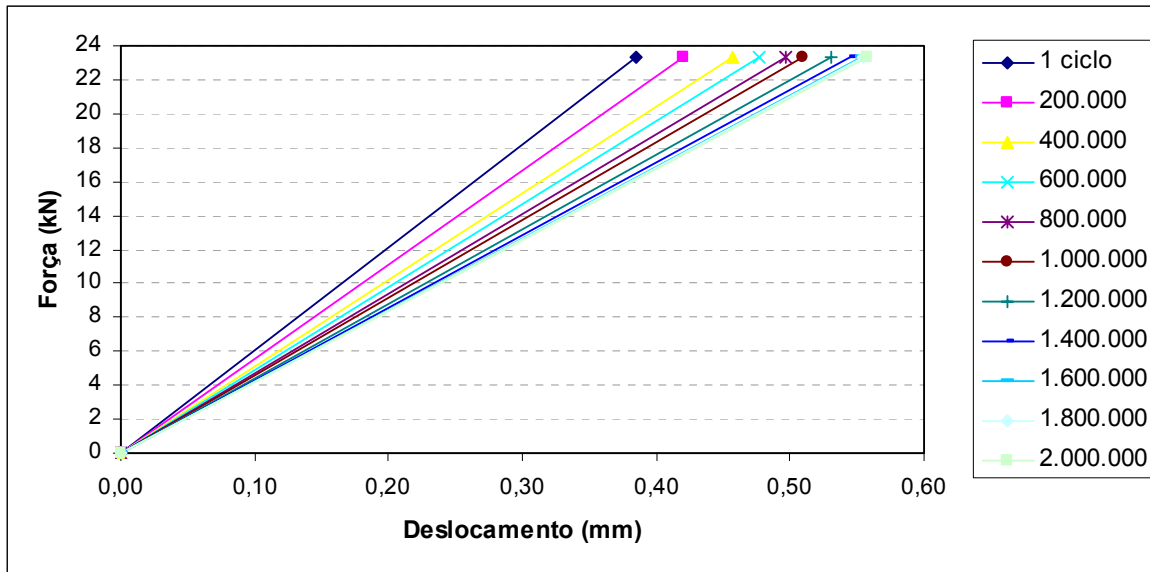
Os valores dos módulos de deslizamento (K), para cada conector “X”, conforme apresentados na tabela anterior, foram obtidos a partir das inclinações das curvas Força versus Deslocamento (sendo estas curvas relativas a dois conectores “X”) a partir da divisão da força estática aplicada (carga cíclica máxima) pelo respectivo deslocamento obtido. Portanto, para obtenção dos valores de rigidez por conector “X”, os valores de rigidez obtidos a partir das referidas curvas foram divididos por 2.



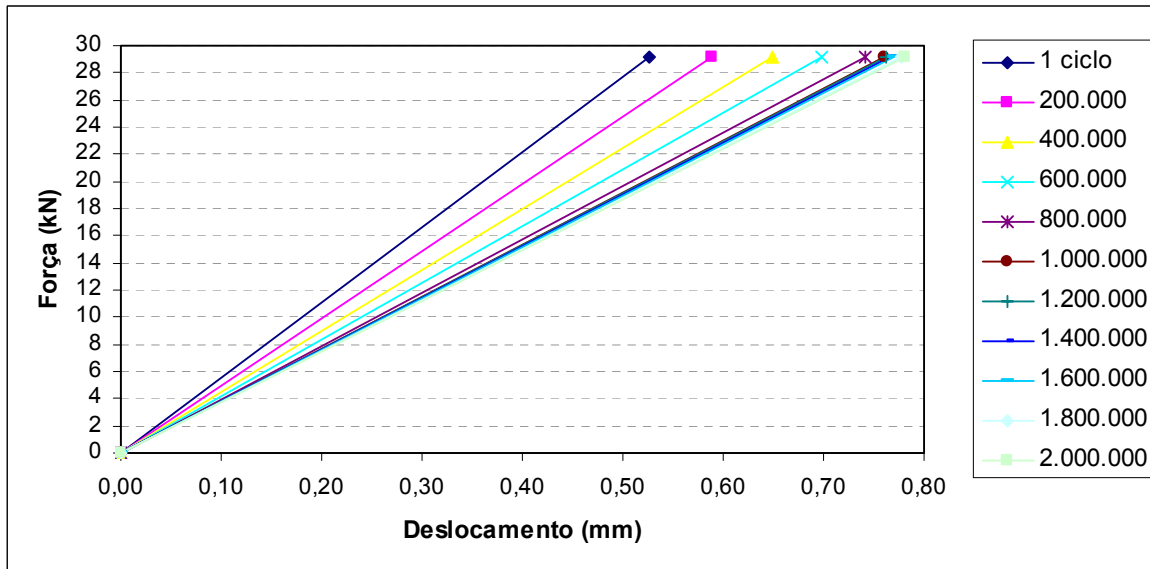
**Figura 3.51:** Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “X” no CP06–VR1 para a força  $F_{30\%} = 17,46 \text{ kN}$ , a cada 200.000 ciclos para um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos aplicados.

Observou-se, a partir das curvas apresentadas para o CP06 (Figura 3.51), que para as cargas cíclicas máximas, aplicadas a cada 200.000 ciclos de carga, a partir de ensaios estáticos de cisalhamento, as inclinações das curvas Força versus Deslocamento foram diminuindo progressivamente até o valor final de ciclos aplicados, ou seja,  $2 \times 10^6$  ciclos.

As inclinações das curvas obtidas para os demais corpos-de-prova, CP07 e CP10, submetidos a carregamentos cíclicos, estão apresentadas nas figuras que se seguem.



**Figura 3.52:** Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “X” no CP07–VR2 para a força  $F_{40\%} = 23,28\text{kN}$ , a cada 200.00 ciclos para um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos aplicados.

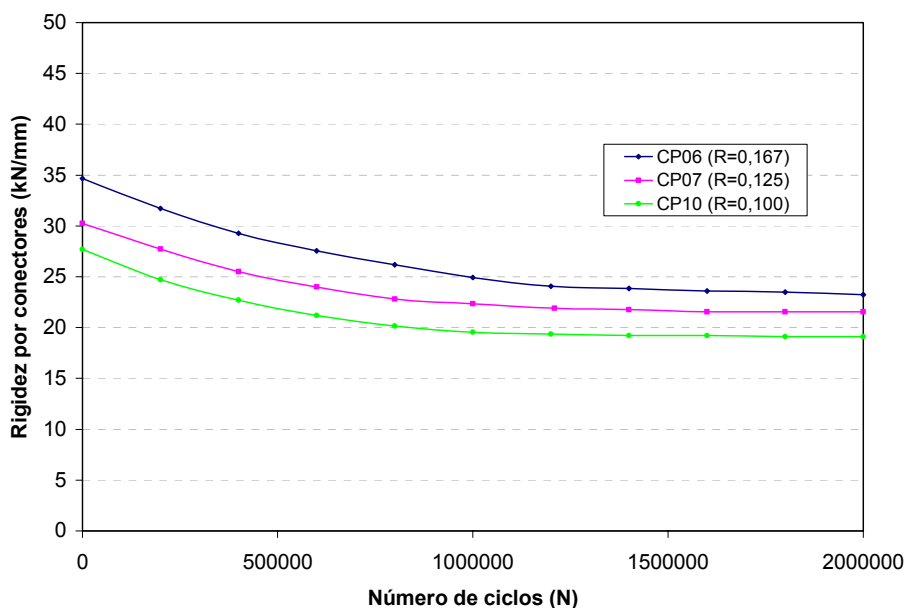


**Figura 3.53:** Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “X” no CP10–VR2 para a força  $F_{50\%} = 29,11\text{kN}$ , a cada 200.00 ciclos para um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos aplicados.

A degradação da rigidez (danificação progressiva) de cada conector “X”, a partir da manutenção dos ciclos de carga, está apresentada na Figura 3.54, apresentada na seqüência.

As curvas apresentadas, neste caso, para cada do conector “X” foram construídas a partir dos resultados experimentais que estão apresentados na Tabela 3.38, e que são

relativos aos deslocamentos obtidos para dois conectores dispostos em “X” a cada 200.000 ciclos de carga, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados.



**Figura 3.54:** Rigidez por conector “X” a partir manutenção do número de ciclos.

Aos resultados dos corpos-de-prova (CP06, CP07 e CP10) analisados, submetidos aos carregamentos cíclicos máximos  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ , respectivamente, foram ajustadas equações exponenciais para a verificação do comportamento do modelo utilizado na determinação da perda de rigidez do sistema de ligação em “X”.

As equações foram ajustadas para o intervalo onde efetivamente considerou-se que a ligação perdeu rigidez durante a manutenção dos ciclos de carga, ou seja, para o intervalo compreendido entre  $0 \leq N \leq 1200.000$ . Para o intervalo compreendido entre  $1200.000 \leq N \leq 2000.000$ , admitiu-se que os valores de rigidez permaneceram praticamente constantes. A equação exponencial foi a que melhor se ajustou aos resultados experimentais.

- equação exponencial ajustada aos resultados do CP06 (coeficiente de correlação  $R^2=98,72\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $F_{30\%}$  e  $F_{5\%}$ :

$$K = 33,872e^{-3E-07 \cdot (N)} \tag{3.1}$$

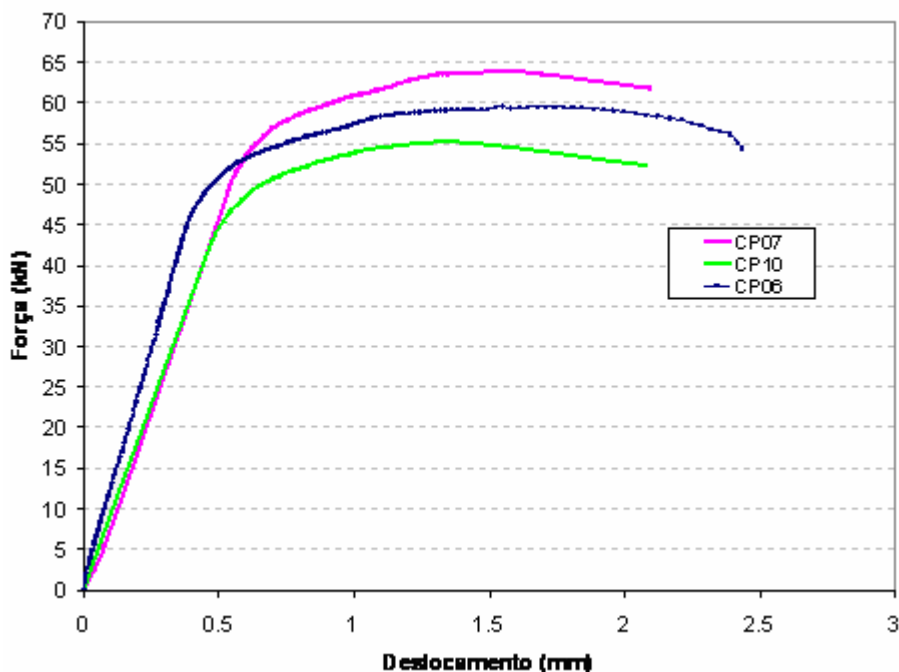
- equação exponencial ajustada aos resultados do CP07 (coeficiente de correlação  $R^2=93,09\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $F_{40\%}$  e  $F_{5\%}$ :

$$K = 29,068e^{-2E-07 \cdot (N)} \tag{3.2}$$

- equação exponencial ajustada aos resultados do CP10 (coeficiente de correlação  $R^2=91,33\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $F_{50\%}$  e  $F_{5\%}$ :

$$K = 26,246e^{-3E-07 \cdot (N)} \tag{3.3}$$

Os comportamentos dos corpos-de-prova CP06, CP07 e CP10 até a ruptura, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, estão apresentados na Figura 3.55.



**Figura 3.55:** Comportamentos dos corpos-de-prova CP06, CP07 e CP10 conduzidos até a ruptura por ensaios estáticos de cisalhamento, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga.

Os valores de resistência última,  $F_{rup}$ , obtidos para cada um dos corpos-de-prova, apresentados na Figura 3.55 foram os seguintes: para o CP06 ( $F_{rup}=59,87\text{kN}$ ), para o CP07 ( $F_{rup}=64,26\text{kN}$ ) e para o CP10 ( $F_{rup}=55,01\text{kN}$ ).

Portanto, o valor médio da força última de ruptura, obtido para os corpos-de-prova mistos, considerando-se dois conectores em “X”, neste caso, foi igual a  $F_{rup}=59,71\text{kN}$ .

Os valores relativos a ruptura convencional da ligação ( $\epsilon=2\text{‰}$ ), estão apresentados na tabela seguinte para cada um dos corpos-de-prova mistos analisados sob o ponto de vista estático e dinâmico com dois conectores dispostos em “X”.

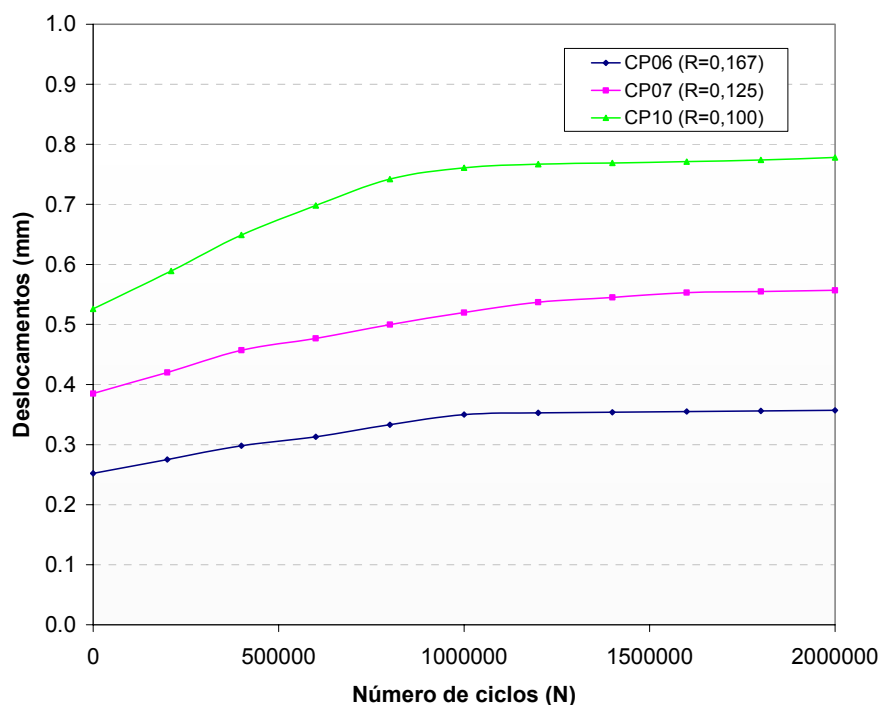
**Tabela 3.39:** Resistência última das ligações obtida para dois conectores “X”.

Corpos-de-prova	Número de ciclos	Resistência da ligação (kN)
CP02	0	59,22
CP05	0	54,96
CP09	0	60,46
CP06	$2 \times 10^6$	59,05
CP07	$2 \times 10^6$	63,52
CP10	$2 \times 10^6$	54,31

Os valores médios, obtidos para as resistências convencionadas das ligações, foram respectivamente  $58,22\text{kN}$ , para os corpos-de-prova não submetidos aos ciclos de carga e  $58,96\text{kN}$ , para os corpos-de-prova sujeitos aos carregamentos cíclicos.



A Figura 3.56 ilustra os deslocamentos apresentados pelos corpos-de-prova CP06, CP07 e CP10, a cada 200.000, ciclos para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.



**Figura 3.56:** Deslocamentos para 2 conectores “X” a partir da manutenção do número de ciclos.

Foi observado, neste caso, que os deslocamentos aumentaram com o número de ciclos de carga, tendendo a estabilizar-se em aproximadamente  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados.

### 3.2.3.5. Discussão dos resultados – Ensaio 6

Durante a aplicação dos carregamento cíclicos, os mecanismos de deformação dos materiais fazem com que os conectores de aço pressionem a madeira e o concreto, danificando esses materiais nas regiões dos conectores, ultrapassando seus limites elásticos. Quando a carga é removida, os materiais danificados nas regiões das conexões não recuperam suas posições iniciais e, dessa forma, um deslocamento permanente é mantido na interface dos materiais. Por esse mecanismo o sistema de conexão em “X”, nos corpos-de-prova mistos analisados, perdeu rigidez ao longo dos ciclos de carga.

Portanto, a partir da aplicação dos níveis máximos de cargas cíclicas:  $F_{30\%}$  ( $R=0,167$ ),  $F_{40\%}$  ( $R=0,125$ ) e  $F_{50\%}$  ( $R=0,100$ ), os conectores em “X”, dispostos nos corpos-de-prova mistos CP06, CP7 e CP10, perderam rigidez durante a manutenção dos ciclos de carga sem ocorrência ruptura do sistema de conexão.

Para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados, a perda de rigidez de cada conector “X” foi de 29,50% para o CP06 (sujeito a  $F_{30\%}$ ), de 30,93% para o CP07 (sujeito a  $F_{40\%}$ ), e de 32,76% para o CP10 (sujeito a  $F_{50\%}$ ).

Além disso, a deformação total registrada nos referidos corpos-de-prova com conectores em “X” foi consequência do efeito combinado de flexão dos conectores, associado ao embutimento destes nas peças de madeira e também ao esmagamento do concreto nas regiões da conexão.

Observou-se também que o acúmulo de deformação, decorrente da manutenção dos ciclos de carga, atingiu o valor limite referente a ruptura convencional da ligação ( $\varepsilon=2\text{‰}$ ), para o nível máximo de carga cíclica  $F_{50\%}$  com apenas 200.000 ciclos de carga aplicados. Para os demais níveis máximos de carga analisados  $F_{30\%}$  e  $F_{40\%}$ , mesmo para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados, o acúmulo total de deformação foi menor que o valor limite de ruptura admitido para a ligação.

O valor médio da força última de ruptura, obtida entre os corpos-de-prova CP06, CP7 e CP10, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, foi de aproximadamente 59,71kN, enquanto que para os corpos-de-prova CP02, CP5 e CP09, não submetidos aos ciclos de carga, este valor foi de 59,08kN.

O valor médio para a ruptura convencional das ligações, referente a deformação 2‰, obtido entre os corpos-de-prova CP06, CP7 e CP10, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, foi de 58,96kN ( $F_u=29,48\text{kN/conector “X”}$ ), enquanto que entre os corpos-de-prova CP02, CP5 e CP09, não submetidos aos ciclos de carga, este valor foi de 58,22kN ( $F_u=29,11\text{kN/conector “X”}$ ).

### 3.2.3.6. Conclusões – Ensaio 6

De uma maneira geral, os conectores em “X” apresentaram um bom comportamento quando submetidos aos carregamentos cíclicos. Para os três níveis máximos de carga cíclica,  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ , considerados ocorreu somente a perda de rigidez das conexões com a manutenção dos ciclos de carga, não ocorrendo ruptura do sistema de conexão.

A maior parcela da perda de rigidez dos conectores dispostos em “X” foi verificada para os ciclos iniciais de carga, sendo essa perda de rigidez significativa até  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados. A partir de  $1 \times 10^6$  ciclos, os valores de rigidez dos conectores permaneceram aproximadamente constantes até  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A perda de rigidez de cada conector “X” submetido a carga cíclica máxima de 30% ( $F_{30\%}$ ) da força estática de ruptura da ligação, com  $R=0,167$ , foi de aproximadamente 30% com relação a um único ciclo de carga, para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A perda de rigidez de cada conector “X” submetido a carga cíclica máxima de 40% ( $F_{40\%}$ ) da força estática de ruptura da ligação, com  $R=0,125$ , foi de aproximadamente 31% com relação a um único ciclo de carga, para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A perda de rigidez de cada conector “X” submetido a carga cíclica máxima de 50% ( $F_{50\%}$ ) da força estática de ruptura da ligação, com  $R=0,100$ , foi de aproximadamente 33% com relação a um único ciclo de carga, para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

Para solicitações na conexão com aplicação de carga cíclica máxima de até 50% ( $F_{50\%}$ ) de sua resistência estática, a deformação total do sistema atingiu o valor limite para a ruptura convencionada da ligação, referente a deformação 2‰ (NBR7190/1997). No entanto, os conectores continuaram resistindo aos esforços aplicados até  $2 \times 10^6$  ciclos sem apresentar ruptura do sistema de conexão.

A força de ruptura média de cada conector “X”, submetido a ensaios estáticos de cisalhamento, foi de 29,11kN. A força de ruptura média de cada conector “X” após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga foi de 29,48kN. Portanto, após a aplicação dos ciclos de carga, os corpos-de-prova não perderam suas capacidades últimas de resistência.

### 3.2.4. Ensaio 7

#### 3.2.4.1. Objetivo

Verificação do comportamento estático e dinâmico da ligação efetuada em corpos-de-prova mistos através da utilização de barras de aço coladas “verticalmente” ao plano cisalhante.

Para atingir os objetivos propostos foram realizados os seguintes procedimentos:

- obtenção do módulo de deslizamento e da força última de ruptura do sistema misto de conexão através de ensaios estáticos de cisalhamento;
- verificação da rigidez das ligações dos corpos-de-prova mistos, a cada 200.000 ciclos, para as cargas cíclicas máximas  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de cisalhamento, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados;
- verificação da carga última de ruptura nos corpos-de-prova após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga.

#### 3.2.4.2. Descrição do procedimento

Para cada um dos níveis máximos de carga cíclica aplicados,  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$ , determinados a partir da resistência estática média obtida entre corpos-de-prova CP03-VR1, CP011-VR2 e CP012-VR2, foi considerado um corpo-de-prova diferente. Assim, o CP04-VR1 foi submetido a  $F_{30\%}$ , o CP08-VR2 a  $F_{40\%}$ , e o CP01-VR1 a  $F_{50\%}$ .

Cada corpo-de-prova submetido a carregamento cíclico foi carregado inicialmente até atingir a carga cíclica máxima de referência,  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  ou  $F_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de cisalhamento, durante os quais registrou-se os valores de Força versus Deslocamentos na interface dos materiais.

Os corpos-de-prova foram posteriormente sujeitos a 200.000 ciclos com amplitude constante de carga. Para completar o ensaio dinâmico, outro teste de cisalhamento foi realizado com registro dos novos valores de Força versus Deslocamentos na interface dos materiais.

Esse procedimento foi repetido até que os corpos-de-prova atingissem um total de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, e então os corpos-de-prova foram conduzidos até a ruptura a partir de ensaios estáticos de cisalhamento.

### 3.2.4.3. Detalhe dos corpos-de-prova com conectores “verticais”



a) Detalhe da fôrma utilizada para o concreto



b) Detalhe da armadura utilizada no concreto



c) Vista dos conectores “verticais” de cisalhamento

**Figura 3.57:** Conectores “verticais” para os ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento – Ensaio 7

**Tabela 3.40:** Propriedades físicas dos materiais: corpos-de-prova com conectores “verticais”-Ensaio 7

cp <sup>1</sup> -vig <sup>2</sup>	Tipo de ensaio	Propriedades físicas do concreto		Propriedades físicas da madeira			
		$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{c,m}$ (MPa)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$E_{c,0,m}$ (MPa)	$\rho_{ap}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$U_4$ (%)
03-VR1	Estático	28,11	26323,44	44,20	15294,38	900	30,6
11-VR2	Estático	28,11	26323,44	62,78	19675,20	1000	30,1
12-VR2	Estático	28,11	26323,44	62,78	19675,20	1000	30,1
01-VR1	Dinâmico	27,71	22148,30	44,20	15294,38	900	30,6
04-VR1	Dinâmico	26,32	20105,14	44,20	15294,38	900	30,6
08-VR2	Dinâmico	28,11	26323,44	62,78	19675,20	1000	30,1

<sup>1)</sup> numeração do corpo-de-prova misto;

<sup>2)</sup> viga roliça de *Eucalypto citriodora* a partir das quais foram construídos os corpos-de-prova mistos;

<sup>3)</sup> resistência média do concreto, referente ao dia do ensaio (média de 03 amostras);

<sup>4)</sup> módulo de elasticidade médio do concreto, referente ao dia do ensaio.

### 3.2.4.4. Resultados - Ensaio 7

Na seqüência estão apresentados os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento, realizados nos corpos-de-prova mistos com conectores “verticais”.

Neste caso, para as cargas estáticas últimas de ruptura os corpos-de-prova apresentaram fissuras visíveis na peça de concreto na linha vertical de conectores.



a) Fissuração no concreto e flexão dos conectores com embutimento na madeira – comportamento observado nos ensaios estáticos de cisalhamento conduzidos até a ruptura.



b) Ruptura da barra de aço após 768.089 ciclos de carga – comportamento observado no ensaio dinâmico do CP01-VR1 para carga cíclica máxima aplicada de  $F_{50\%}$

**Figura 3.58:** Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos e dinâmicos de cisalhamento.

Os resultados dos ensaios estáticos de cisalhamento, conduzidos até a ruptura, e que realizados nos corpos-de-prova CP03-VR1, CP11-VR2 e CP12-VR2, com conectores dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante, estão apresentados na tabela seguinte. A velocidade de carregamento dos corpos-de-prova, neste caso, também foi de 0,10kN/mm.

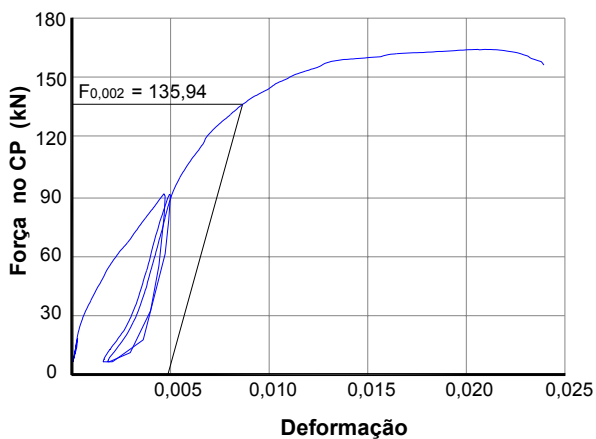
A partir dos ensaios estáticos de cisalhamento, realizados diretamente nos referidos corpos-de-prova, foi possível a obtenção dos valores de resistência e de rigidez de cada conector “vertical”.

**Tabela 3.41:** Resistência e rigidez dos corpos-de-prova com conectores “verticais” - Ensaio 7.

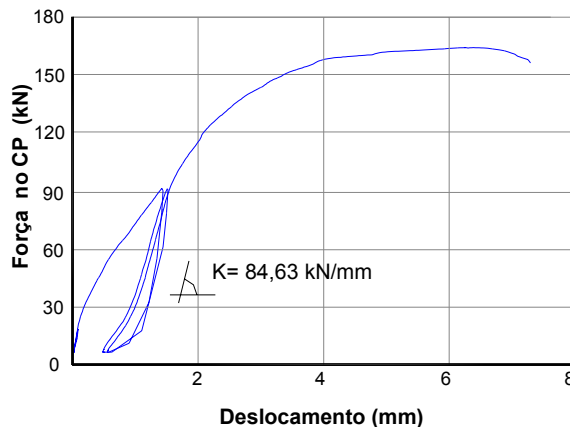
CP <sup>1</sup> -vig <sup>2</sup>	$F_u$ /conector (kN)	Rigidez/conector (kN/mm)
03-VR1	33,99	21,16
11-VR2	34,56	22,96
12-VR2	33,14	24,37

<sup>1)</sup> numeração do corpo-de-prova misto;  
<sup>2)</sup> viga roliça de *Eucalypto citriodora* de onde foram retirados os corpos-de-prova.

Os resultados de resistência e de rigidez, apresentados na tabela anterior, foram obtidos a partir das curvas que se seguem, que são referentes a 4 conectores “verticais”.

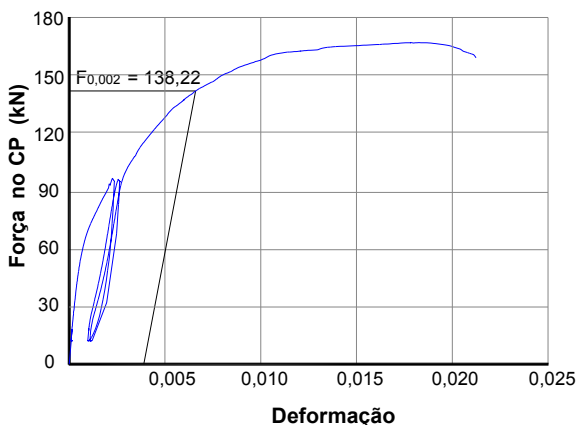


a) Resistência última da ligação

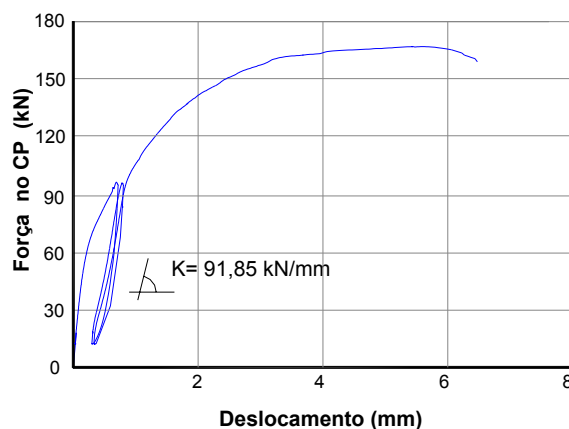


b) Curva Força versus Deslocamento

**Figura 3.59:** Curvas para o CP03-VR1 com 4 conectores “verticais” -  $F_{rup} = 164,76$  kN.

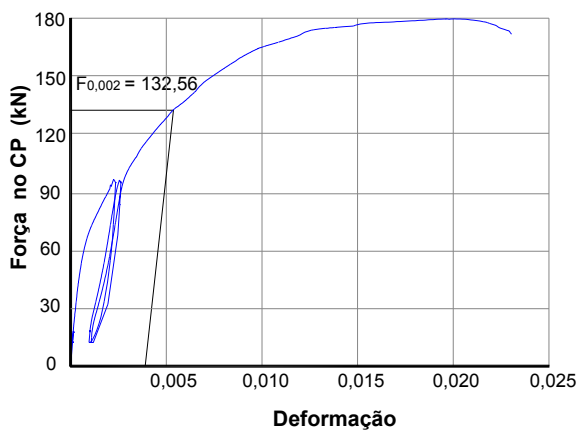


a) Resistência última da ligação

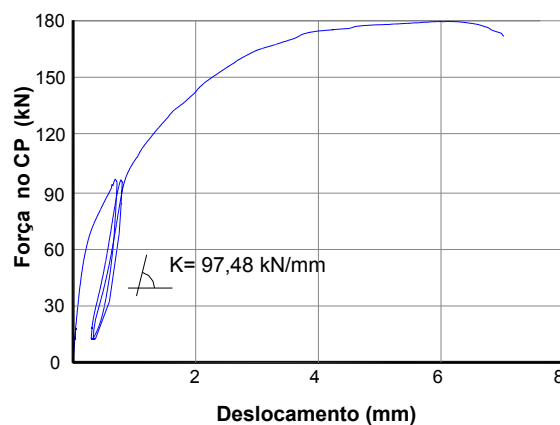


b) Curva Força versus Deslocamento

**Figura 3.60:** Curvas para o CP11-VR2 com 4 conectores “verticais” -  $F_{rup} = 168,75$  kN.



a) Resistência última da ligação



b) Curva Força versus Deslocamento

**Figura 3.61:** Curvas para o CP12-VR2 com 4 conectores “verticais” -  $F_{rup} = 179,55$  kN.

A partir da análise dos resultados estáticos, pode-se dizer que o módulo de deslizamento (K) médio e a resistência média última de cada conector “vertical”, formado por barra de aço com diâmetro de 19mm, colada com a resina epóxi Sikadur 32, em madeira saturada (U=30%) de *Eucalypto citriodora* corresponderam a:  $K=22,83\text{kN/mm}$  e  $F_u=33,89\text{kN}$ .

Para cada um dos corpos-de-prova analisados e submetidos aos carregamentos cíclicos, o comportamento da ligação mista foi verificado a partir de ensaios estáticos de cisalhamento, a cada 200.000 ciclos carga, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A rigidez dos conectores, assim como as deformações por eles apresentadas, foram obtidas para os níveis máximos de carga cíclica aplicados nos ensaios de dinâmicos, ou seja,  $F_{30\%}=40,67\text{kN}$  para o CP04,  $F_{40\%}=54,23\text{kN}$  para o CP08 e  $F_{50\%}=67,79\text{kN}$  para o CP01.

Já os deslocamentos ocorridos entre os materiais madeira-concreto foram verificados para os níveis máximos e mínimos de cargas cíclicas aplicados.

**Tabela 3.42:** Deslocamentos obtidos a partir da manutenção do número de ciclos

Número de ciclos	Deslocamentos para 4 conectores “verticais” (mm)					
	CP04 - VR1		CP08 – VR2		CP01 – VR1	
	$F_{30\%}$ (40,67kN)	$F_{5\%}$ (6,78kN)	$F_{40\%}$ (54,23kN)	$F_{5\%}$ (6,78kN)	$F_{50\%}$ (67,79kN)	$F_{5\%}$ (6,78kN)
1	0,291	0,049	0,424	0,053	0,543	0,054
200.000	0,320	0,053	0,456	0,057	0,619	0,062
400.000	0,343	0,057	0,488	0,061	0,662	0,066
600.000	0,361	0,060	0,508	0,063	0,685	0,068
800.000	0,368	0,061	0,519	0,065	<b>Ruptura</b> <sup>1</sup>	-
1000.000	0,373	0,062	0,523	0,065	-	-
1200.000	0,379	0,063	0,569	0,066	-	-
1400.000	0,385	0,064	0,579	0,067	-	-
1600.000	0,386	0,065	0,581	0,067	-	-
1800.000	0,387	0,065	0,586	0,067	-	-
2000.000	0,388	0,066	0,587	0,067	-	-

<sup>1)</sup> Ruptura da conexão com a aplicação de 768.089 ciclos de carga

**Tabela 3.43:** Deformações obtidas a partir da manutenção do número de ciclos:  $L_0 = 33\text{cm}$

Número de ciclos	Deformação para 4 conectores “verticais”		
	CP06 - VR1 $F_{30\%}= 40,67\text{kN}$	CP07 – VR2 $F_{40\%}= 54,23\text{kN}$	CP10 – VR2 $F_{50\%}= 67,79\text{kN}$
1	0,001	0,001	0,001
200.000	0,001	0,001	0,002
400.000	0,001	0,001	0,002
600.000	0,001	0,001	0,002
800.000	0,001	0,001	<b>Ruptura</b> <sup>1</sup>
1000.000	0,001	0,001	-
1200.000	0,001	0,001	-
1400.000	0,001	0,001	-
1600.000	0,001	0,001	-
1800.000	0,001	0,001	-
2000.000	0,001	0,001	-

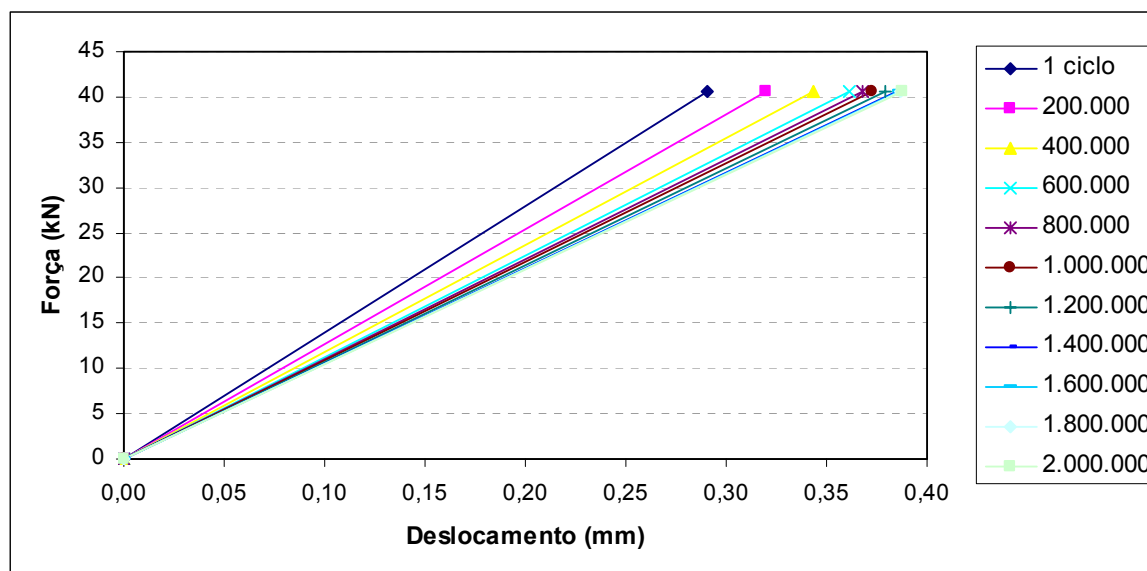
<sup>1)</sup> Ruptura da conexão com a aplicação de 768.089 ciclos de carga

**Tabela 3.44:** Rigidez (K) dos conectores “verticais” a partir manutenção do número de ciclos.

Número de ciclos	Rigidez/conector “vertical” (kN/mm)		
	CP04 - VR1 $F_{30\%} = 40,67 \text{ kN}$	CP08 - VR2 $F_{40\%} = 54,23 \text{ kN}$	CP01 - VR1 $F_{50\%} = 67,79 \text{ kN}$
1	34,94	31,98	31,21
200.000	31,77	29,73	27,40
400.000	29,60	27,78	25,60
600.000	28,16	26,70	24,74
800.000	27,63	25,80	-
1000.000	27,26	24,80	-
1200.000	26,83	23,80	-
1400.000	26,41	23,42	-
1600.000	26,34	23,33	-
1800.000	26,27	23,14	-
2000.000	26,20	23,10	-

Os valores dos módulos de deslizamento (K), de cada conector “vertical”, conforme apresentados na Tabela 3.44, foram obtidos a partir das inclinações das curvas Força versus Deslocamento (que são relativas a quatro conectores “verticais”), a partir da divisão da força estática aplicada (carga cíclica máxima) pelo correspondente deslocamento obtido.

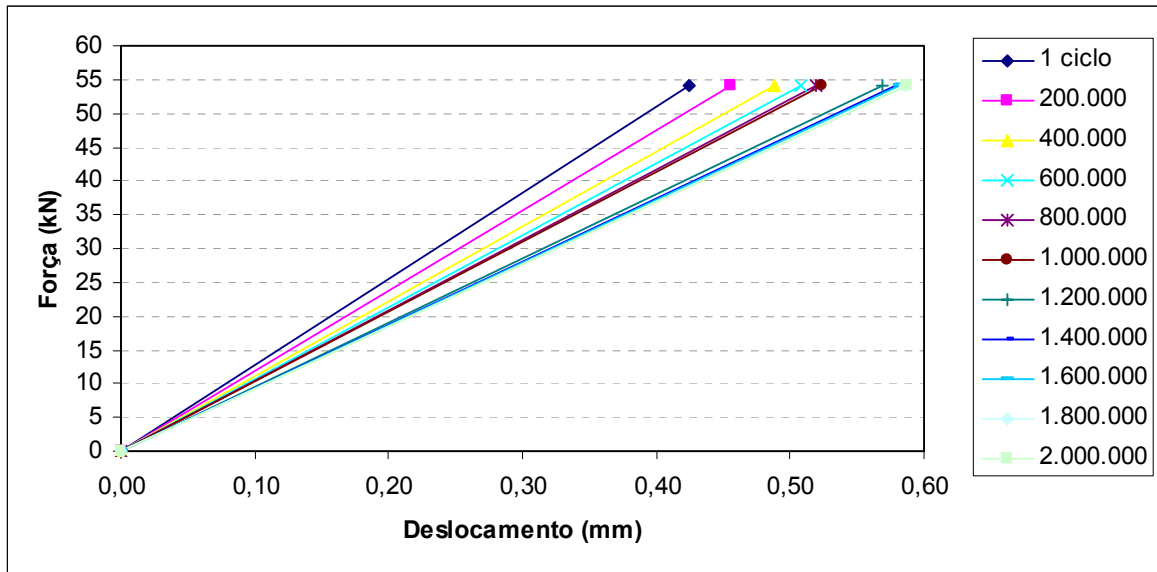
Portanto, para obtenção dos valores de rigidez por conector “vertical”, os valores de rigidez obtidos a partir das referidas curvas foram divididos por 4.

**Figura 3.62:** Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “vertical” no CP04–VR1 para a força  $F_{30\%} = 40,67 \text{ kN}$ , a cada 200.000 ciclos para um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos aplicados.

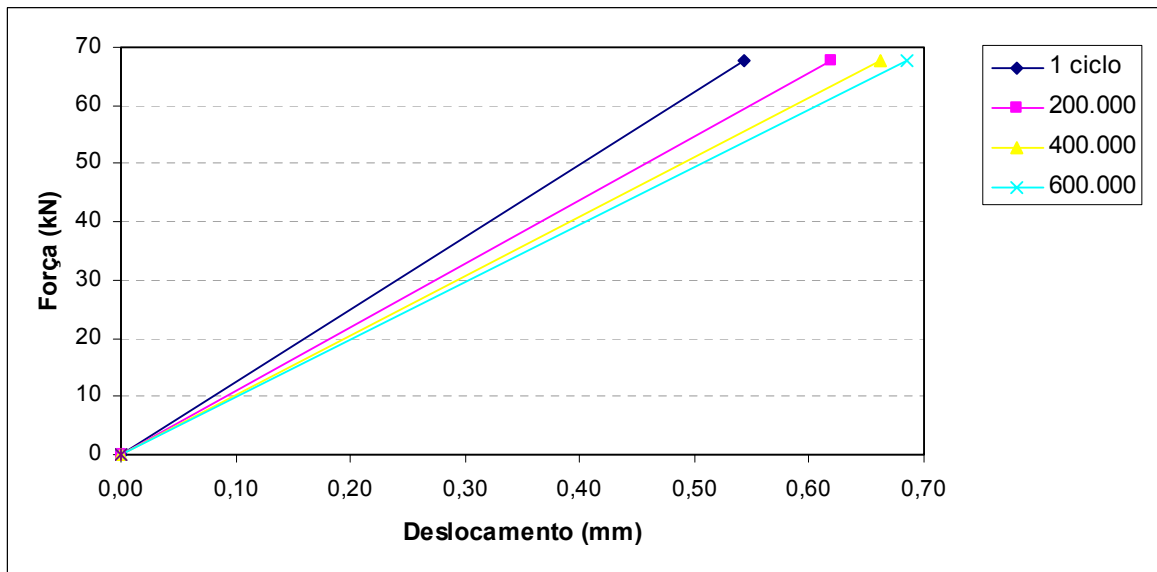
Observou-se que, para as cargas cíclicas máximas, aplicadas a cada 200.000 ciclos de carga, a partir de ensaios estáticos de cisalhamento, com valores de até 30% do valor médio obtido para a força de ruptura das ligações, não houve ruptura do sistema de



conexão. As inclinações das curvas para os demais corpos-de-prova estão apresentadas nas figuras seguintes.



**Figura 3.63:** Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “vertical” no CP08–VR2 para a força  $F_{40\%} = 54,23\text{kN}$ , a cada 200.00 ciclos para um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos aplicados.



**Figura 3.64:** Inclinações das curvas para a determinação da rigidez da ligação “vertical” no CP01–VR1 para a força  $F_{50\%} = 67,79\text{kN}$ , a cada 200.00 ciclos para um total de 768.089 de ciclos aplicados.

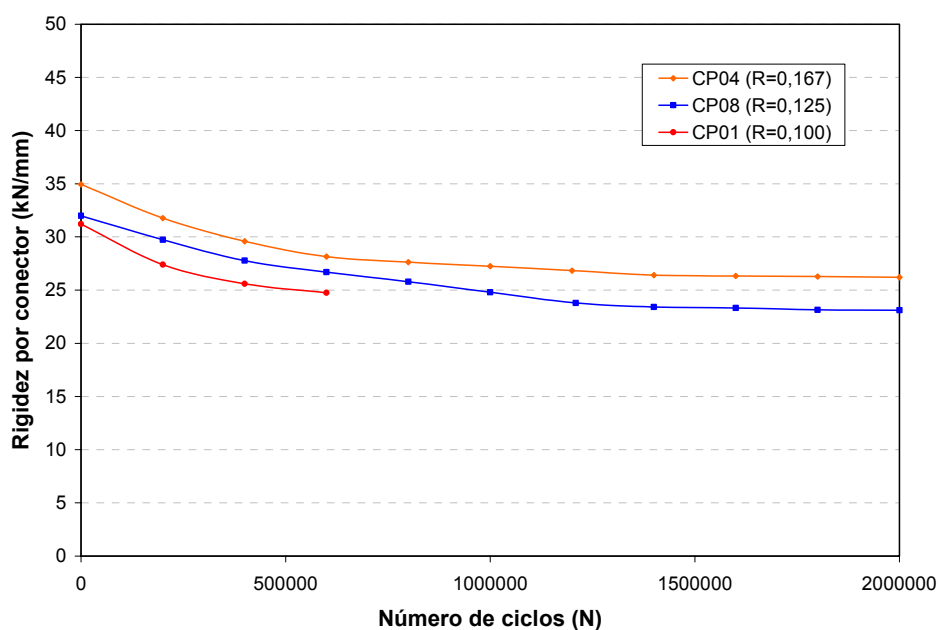
A degradação da rigidez (danificação progressiva) por conector “vertical”, a partir da manutenção dos ciclos de carga, está apresenta na Figura 3.65.

As curvas obtidas foram construídas a partir dos resultados experimentais apresentados na Tabela 3.44, sendo estes resultados obtidos para os corpos-de-prova CP01-VR1, CP04-VR1 e CP08-VR2.

No caso dos corpos-de-prova CP04-VR1 e CP08-VR2, os resultados de rigidez foram obtidos a cada 200.000 ciclos de carga, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

Para o CP01-VR1, os resultados de rigidez foram obtidos a cada 200.000 ciclos de carga, porém para um total de 768.089 ciclos aplicados.

O valores de rigidez foram obtidos em função das cargas cíclicas máximas aplicadas em cada um dos corpos-de-prova, ou seja,  $F_{30\%}=40,67\text{kN}$  para o CP04,  $F_{40\%}=54,23\text{kN}$  para o CP08 e  $F_{50\%}=67,79\text{kN}$  para o CP01.



**Figura 3.65:** Perda de rigidez por conector “vertical” a partir manutenção do número de ciclos.

Aos resultados dos corpos-de-prova CP01, CP04 e CP08, submetidos aos carregamentos cíclicos máximos  $F_{30\%}$ ,  $F_{40\%}$  e  $F_{50\%}$  foram ajustadas equações exponenciais para verificação do comportamento do modelo utilizado na determinação da perda de rigidez do sistema de ligação “vertical”. A equação exponencial foi a que melhor se ajustou aos resultados de rigidez obtidos para os corpos-de-prova, também neste caso.

As equações foram ajustadas para os intervalos onde efetivamente considerou-se que os sistemas de ligação perderam rigidez durante a manutenção dos ciclos de carga.

Para os corpos-de-prova CP04 e CP08, o intervalo referente a perda de rigidez do sistema de ligação foi aquele compreendido entre  $0 \leq N \leq 1000.000$ . Neste caso, para o intervalo  $1000.000 \leq N \leq 2000.000$ , admitiu-se que os valores de rigidez permaneceram praticamente constantes.

Para o corpo-de-prova CP01, submetido ao carregamento cíclico máximos  $F_{50\%}$  foi ajustada uma equação exponencial no intervalo compreendido entre  $0 \leq N \leq 600.000$ , pois para um número de ciclos (N) igual a 768.089, houve ruptura do sistema de conexão.

- equação exponencial ajustada aos resultados do CP04 (coeficiente de correlação  $R^2=90,17\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $F_{30\%}$  e  $F_{5\%}$ :

$$K = 33,644e^{-2E-07.(N)} \quad (3.4)$$

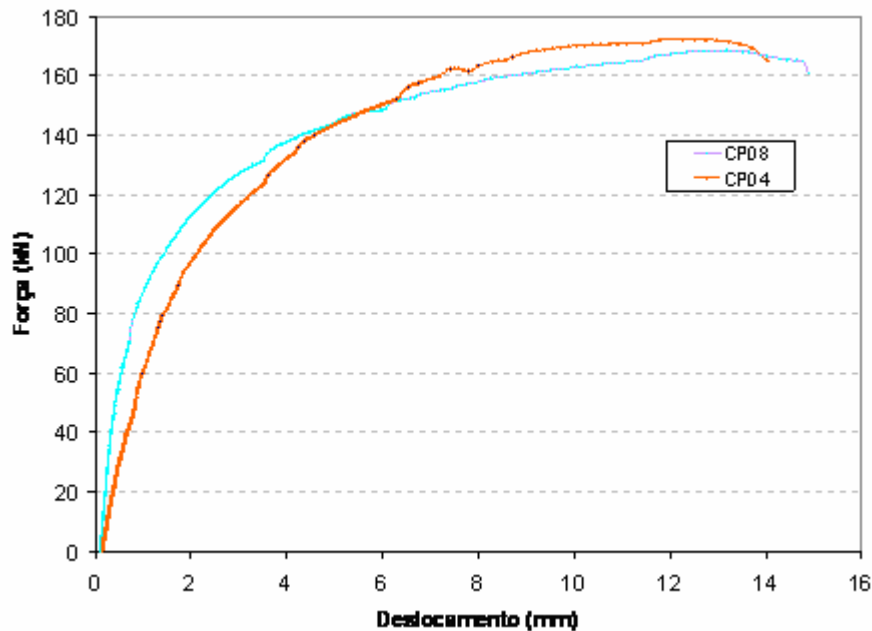
- equação exponencial ajustada aos resultados do CP08 (coeficiente de correlação  $R^2=91,07\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $F_{40\%}$  e  $F_{5\%}$ :

$$K = 31,076e^{-2E-07.(N)} \quad (3.5)$$

- equação exponencial ajustada aos resultados do CP01 (coeficiente de correlação  $R^2=92,58\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $F_{50\%}$  e  $F_{5\%}$ :

$$K = 30,426e^{-4E-07.(N)} \quad (3.6)$$

Após submetidos a um total de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, os corpos-de-prova CP04 e CP08 foram carregados estaticamente até a ruptura a uma velocidade de  $0,30 \text{ kN/mm}$ . O comportamento dos corpos-de-prova CP04 e CP08 até a ruptura estão apresentados na figura seguinte.



**Figura 3.66:** Comportamentos dos corpos-de-prova mistos CP04 e CP08 até a ruptura, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga.

Os valores de resistência última,  $F_{rup}$ , obtidos para cada corpo-de-prova, apresentado na Figura 3.66 foram os seguintes: para o CP04 ( $F_{rup}=173,64 \text{ kN}$ ) e para o CP08 ( $F_{rup}=170,38 \text{ kN}$ ). Portanto, o valor médio da força última de ruptura, obtido entre os dois

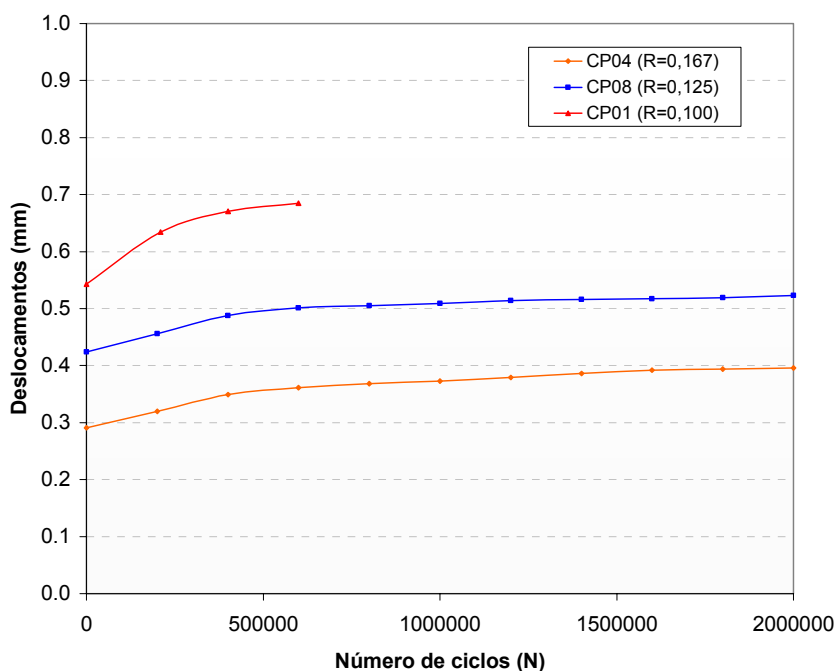
referidos corpos-de-prova mistos, considerando-se quatro conectores “verticais”, foi igual a  $F_{rup}=172,01\text{kN}$ .

Os valores da ruptura convencionada, referentes a deformação  $\varepsilon =2\text{‰}$ , estão apresentados na tabela seguinte para cada um dos corpos-de-prova com conectores “verticais”, analisados sob o ponto de vista estático e dinâmico.

**Tabela 3.45:** Resistência última das ligações obtida para quatro conectores “verticais”.

Corpos-de-prova	Número de ciclos	Resistência última (kN)
CP03	0	135,94
CP11	0	138,22
CP12	0	132,56
CP04	$2 \times 10^6$	138,19
CP08	$2 \times 10^6$	134,93

A Figura 3.67 ilustra os deslocamentos apresentados pelos corpos-de-prova CP04, CP08, a cada 200.000 ciclos, para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados, e pelo corpo-de-prova CP01 para um total de 768.089 ciclos.



**Figura 3.67:** Deslocamentos para 4 conectores “verticais” a partir da manutenção do número de ciclos.

Durante a manutenção dos ciclos de carga, observou-se um aumento dos deslocamentos para corpos-de-prova CP04, CP08 e CP01, submetidos as cargas cíclicas máximas de  $F_{30\%}=40,67\text{kN}$ ,  $F_{40\%}=54,24\text{kN}$  e  $F_{50\%}=67,79\text{kN}$ , respectivamente.

No entanto, os deslocamentos obtidos para os corpos-de-prova CP04 e CP08 aumentaram consideravelmente nos ciclos iniciais, tendendo a estabilizar-se em  $1 \times 10^6$  ciclos, mantendo-se constante até  $2 \times 10^6$  ciclos.

Para o corpo-de-prova CP01, os deslocamentos aumentaram de tal forma a provocar a ruptura da conexão com um total 768.089 ciclos aplicados.

### 3.2.4.5. Discussão dos resultados – Ensaio 7

Para os níveis máximos de carga cíclica,  $F_{30\%}=40,67\text{kN}$  e  $F_{40\%}=54,24\text{kN}$ , aplicados aos corpos-de-prova mistos CP04 e CP08, com 4 conectores “verticais”, não houve ruptura do sistema de conexão. Neste caso, observou-se perda de rigidez das conexões durante a manutenção dos ciclos de carga. Para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados, a perda de rigidez de cada conector “vertical” foi de 25,01% para o CP04 e de 27,77% para o CP08.

Para os corpos-de-prova CP04 e CP08, a deformação total registrada na interface dos materiais foi consequência do efeito combinado de flexão dos conectores associada ao embutimento destes nas peças de madeira e ao esmagamento do concreto. O acúmulo de deformação, decorrente da manutenção dos ciclos de carga, neste caso, não atingiu o valor limite de deformação ( $\epsilon=2\text{‰}$ ), mesmo para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

O valor médio da força última de ruptura, obtida entre os corpos-de-prova CP04 e CP8, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, foi de aproximadamente 172,01kN, enquanto que entre os corpos-de-prova CP03, CP11 e CP12, não submetidos aos ciclos de carga, este valor foi de 171,02kN.

O valor médio para a ruptura convencional das ligações, referente a deformação 2‰, sendo esta obtida entre os corpos-de-prova CP04 e CP08, após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, foi de 136,56kN ( $F_u=34,14\text{kN/conector}$  “vertical”), enquanto que entre os corpos-de-prova CP03, CP11 e CP12, não submetidos aos ciclos de carga, este valor foi de 135,57kN ( $F_u=33,89\text{kN/conector}$  “vertical”).

No caso do corpo-de-prova CP01, sujeito a  $F_{50\%}=67,79\text{kN}$ , houve perda de rigidez do sistema de conexão durante os ciclos iniciais de carga, seguida da ruptura. Observou-se, neste caso, o acúmulo de deformação total nas regiões das conexões, atingindo o valor limite de 2‰ com apenas 200.000 ciclos de carga, e vindo, posteriormente, a superar este valor com 768.089 ciclos aplicados, ocasionando assim a ruptura do sistema.

Portanto, a deformação total do sistema, neste caso, foi provocada pelo embutimento do conector na madeira e também pela flexão dos conectores na direção do fluxo de cisalhamento, com acúmulo de deformação plástica na barra de aço. Prováveis excentricidades no corpo-de-prova, durante a execução do ensaio cíclico, podem ter contribuído para a ruptura do sistema de conexão, além do elevado esforço considerado para o ensaio ensaio, neste caso.

### 3.2.4.6. Conclusões – Ensaio 7

De uma maneira geral, os conectores “verticais” apresentaram um bom comportamento quando submetidos aos carregamentos cíclicos para cargas cíclicas máximas de até 40% de sua resistência estática.

Para níveis máximos de carga com até 40% da resistência estática, ocorreu somente perda de rigidez das conexões com manutenção do número de ciclos, não ocorrendo ruptura do sistema de conexão. Além disso, a maior parcela da perda de rigidez dos conectores, neste caso, foi verificada para os ciclos iniciais, sendo esta significativa até  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados. Acima de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados, os valores de deslocamento e, conseqüentemente de rigidez, permaneceram aproximadamente constantes até  $2 \times 10^6$  ciclos.

A perda de rigidez de cada conector “vertical”, submetido a carga cíclica máxima de 30% ( $F_{30\%}$ ) de sua resistência estática, com  $R=0,167$ , foi de aproximadamente 25% com relação a um único ciclo de carga, para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A perda de rigidez de cada conector “vertical”, submetido a carga cíclica máxima de 40% ( $F_{40\%}$ ) de sua resistência estática, com  $R=0,125$ , foi de aproximadamente 28% com relação a um único ciclo de carga, para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

A perda de rigidez de cada conector “vertical”, submetido a carga cíclica máxima de 50% ( $F_{50\%}$ ) de sua resistência estática, com  $R=0,100$ , foi de aproximadamente 21% com relação a um único ciclo de carga, para um total 600.000 ciclos aplicados.

Os conectores “verticais” com 19mm de diâmetro sofreram flexão na direção do fluxo de cisalhamento, durante a aplicação dos ciclos de carga, além de provocarem embutimento na madeira.

Nos conectores “verticais” a ação do carregamento cíclico pode ser prejudicial a resistência última do material aço, provocando a plastificação do material nas regiões mais críticas e, conseqüentemente, sua ruptura. Portanto, o dimensionamento de conectores “verticais”, sujeitos a carregamentos cíclicos, deve ser necessariamente condicionado ao embutimento na madeira ao invés da flexão no conector;

Para os corpos-de-prova submetidos a carregamentos cíclicos máximos de 40% de suas resistências estáticas também não houve perda de suas capacidades últimas de resistência com a aplicação de um total de  $2 \times 10^6$  de ciclos de carga. A força de ruptura média de cada conector “vertical”, submetido aos ensaios estáticos de cisalhamento, foi de 33,89kN. A força de ruptura média de cada conector “vertical” após a aplicação de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga foi de 34,14kN.

### 3.3. Ensaio de flexão em vigas mistas

O ensaio de flexão em vigas consiste no meio mais efetivo de simular experimentalmente o efeito do tráfego dos veículos em tabuleiros de pontes, possibilitando a obtenção de valiosas informações sobre a interação dos materiais na flexão. Na seqüência são apresentadas as principais considerações para os ensaios de flexão, realizados em vigas mistas com seção transversal “T”. Foram realizados, neste caso, ensaios estáticos e dinâmicos de flexão, sendo estes referentes aos ensaios propostos 8 e 9.

#### 3.3.1. Materiais utilizados

Foram adquiridos em empresas que fornecem produtos para a construção civil na região de São Carlos-SP.

##### 3.3.1.1. Madeira

Na confecção das vigas mistas utilizou-se a espécie de reflorestamento *Eucalypto citriodora* tratada com CCA.

##### 3.3.1.2. Resinas

Para a colagem das barras de aço nas vigas foi utilizada a resina bi-componente do tipo epóxi: Sikadur 32.

##### 3.3.1.3. Barras de aço

Na confecção dos conectores de cisalhamento foram utilizadas barras de aço comum (superfícies com mossas), galvanizadas, do tipo CA-50, com dois diferentes diâmetros:

- diâmetro de 8mm para os conectores dispostos em “X”;
- diâmetro de 19mm para os conectores “verticais”.

#### 3.3.2. Equipamento

Para a condução dos ensaios estáticos até a ruptura foi utilizado um pórtico de reação, com cilindro hidráulico com capacidade de 480kN (48.000kgf), acionado por um atuador de controle manual.

Para a condução dos ensaios dinâmicos foi utilizada a máquina universal DARTEC M1000/RC, com atuador servo hidráulico de capacidade 100KN (10.000kgf) e sistema de aquisição de dados totalmente informatizado.

Para a medida das flechas das vigas foi utilizado um transdutor mecânico de deslocamento (relógio comparador) com sensibilidade de 0,01mm e curso máximo de 50mm no centro do vão das vigas mistas, como mostra a Figura 3.69.

### 3.3.3. Execução dos ensaios

Os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão foram conduzidos com controle de deslocamento do pistão.

#### 3.3.3.1. Estáticos estáticos de flexão

Para a determinação da força última das vigas mistas, os ensaios estáticos de flexão foram realizados em três ciclos de carga (carga “P” aplicada no meio do vão a uma velocidade aproximada de 0,10 kN/seg), sendo o primeiro e o segundo ciclo com carga aplicada até 50% da resistência última da viga (determinada a partir de uma viga gêmea). O terceiro ciclo de carregamento foi aplicado progressivamente até a ruptura da viga.

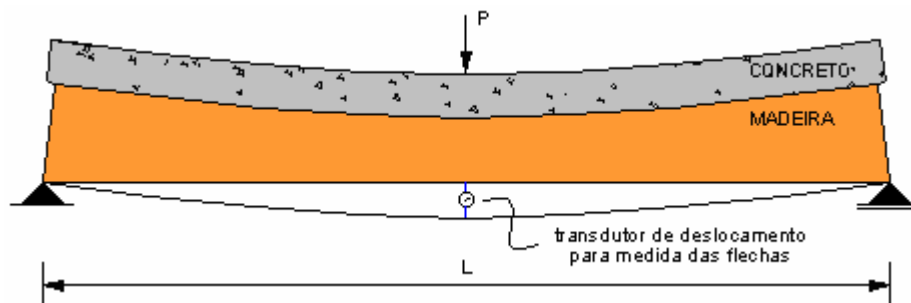


Figura 3.68: Configuração para os ensaios estáticos de flexão das vigas mistas.

Os carregamentos estáticos foram controlados por meio de um anel dinamométrico com capacidade de 250kN. O sistema de solitação das vigas foi desenvolvido por meio do pórtico de reação;



Figura 3.69: Ensaio estático de flexão para determinação da carga última das vigas.



### 3.3.3.2. Ensaios dinâmicos de flexão

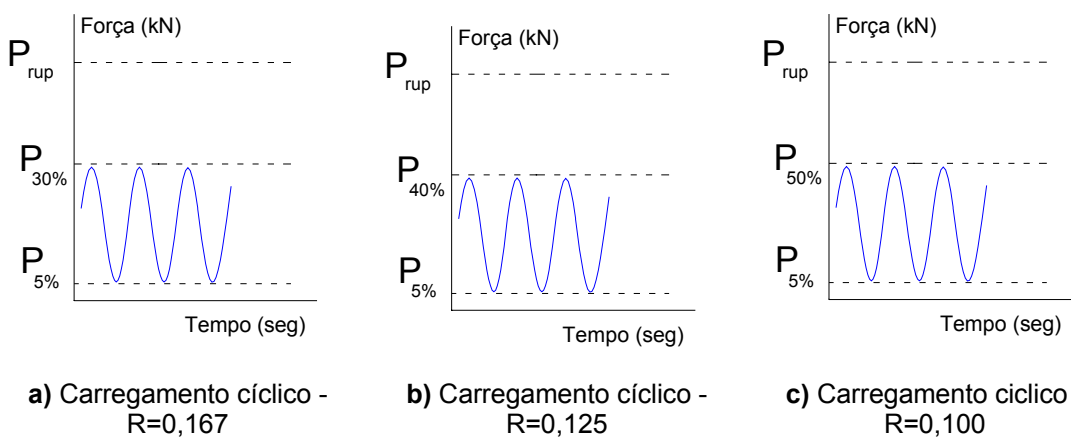
De maneira análoga aos ensaios propostos 6 e 7, as vigas mistas foram sujeitas a carregamentos cíclicos para simulação da perda de rigidez (EI) do sistema de conexão.

As vigas foram submetidas a um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga com frequência de excitação de 3Hz e com aplicação de ambas as cargas, máximas e mínimas, de compressão. A mesma consideração admitida para os corpos-de-prova de que o máximo esforço cortante que deve ocorrer na conexão devido a soma da carga acidental (ação dos veículos sobre o tabuleiro) com a carga permanente (peso próprio do tabuleiro) corresponde a aproximadamente 40% da resistência da conexão, foi admitida para as vigas mistas.

A relação obtida entre o esforço limite de cisalhamento na conexão e a força última de ruptura nas vigas mistas foi de 73, 89% para as vigas com conectores em “X” e de 77,31% para as vigas com conectores “verticais”. Esses resultados foram estimados a partir do modelo de Mohler (análise da seção mista), conforme apresentados nos APÊNDICES C e D. O modelo de Mohler foi o método mais rápido para obtenção desses resultados, sendo estes razoavelmente precisos.

Os ensaios dinâmicos de flexão, para as vigas mistas com conectores “verticais” e também em “X” foram conduzidos, inicialmente, com carregamento cíclico variando entre 30% e 5% (nomeados por  $P_{30\%}$  e  $P_{5\%}$ ) da força estática média de cisalhamento prevista para as conexões das vigas sendo, neste caso,  $R=0,167$ . Posteriormente, os ensaios foram também conduzidos com carregamento cíclico variando entre 40% e 5% ( $P_{40\%}$  e  $P_{5\%}$ ), sendo  $R=0,125$  e então, entre 50% e 5% ( $P_{50\%}$  e  $P_{5\%}$ ) com  $R=0,100$ .

A cada 200.000 ciclos de carga foram verificadas as flechas das vigas, no meio do vão, na resposta da carga de serviço dos conectores, através de ensaios estáticos de flexão. Os valores de flecha, a cada 200.000 ciclos, foram verificados para as cargas cíclicas máximas aplicadas em cada viga, ou seja, para  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ .



**Figura 3.70:** Parâmetros considerados para os ensaios dinâmicos de flexão das vigas mistas.

A partir dos valores das flechas das vigas mistas, sujeitas aos ciclos de carga, foram calculados os valores de rigidez (EI) das vigas, a cada 200.000 ciclos de carga. A rigidez (EI) das vigas foi verificada a partir da seguinte relação:

$$(EI) = \frac{P_{\max} \cdot L^3}{48 \cdot u} \quad (3.7)$$

onde:

$P_{\max}$  = valor da carga cíclica máxima no ensaio de flexão;

L = vão considerado para a viga mista;

u = valor obtido para a flecha no ensaio de flexão referente a carga  $P_{\max}$ .

### 3.3.4. Esquema geral dos ensaios de flexão

A Figura 3.71, apresentada na seqüência, mostra o esquema geral da realização dos ensaios estáticos e dinâmicos na máquina de ensaios DARTEC M1000/RC.

Os ensaios estáticos realizados, neste caso, foram efetuados a cada 200.000 ciclos de carga para verificação dos valores das flechas para um total de  $1 \times 10^6$  de ciclos aplicados.



a) Detalhe da realização do ensaio dinâmico de flexão.



b) Detalhe do ensaio estático de flexão após os ciclos de carga.

**Figura 3.71:** Detalhe dos ensaios estático e dinâmico de flexão.

Após  $1 \times 10^6$  de ciclos aplicados, as vigas mistas foram carregadas até a ruptura, através de ensaios estáticos de flexão, com velocidade de 0,30kN/seg, para a verificação dos modos da falha e também do valor da carga última de ruptura, obtida após a aplicação dos ciclos de carga. Esse procedimento foi realizado com a utilização do pórtico de reação com cilindro hidráulico com capacidade de 480kN (48.000kgf), acionado por um atuador de controle manual, como já apresentado na Figura 3.69.

### 3.3.5. Colagem das barras de aço

As barras de aço foram coladas nas vigas de madeira com inclinações de 45° e 90° em relação as fibras. Para os conectores em “X”, o diâmetro utilizado para os furos nas peças de madeira foi de 10,0mm e para os conectores “verticais” foi de 23,75mm. Esses valores foram obtidos por meio da relação  $D=1,25d$ , conforme recomendações de BUCHANAN e MOSS (1999).

O comprimento de ancoragem utilizado tanto para os conectores dispostos em “X” quanto para os conectores “verticais” foi de 8,0cm, sendo estes valores obtidos a partir da relação de esbeltez ( $\lambda=l_a/d$ ) para  $\lambda=10$  e  $\lambda=4,22$ , respectivamente, de acordo com BAIMBRIDGE, HARVEY e METTEM (2001).

Os furos nas vigas de madeira foram efetuados com o auxílio de um gabarito metálico de furação, após marcação inicial dos furos.



a) Gabarito de furação das vigas



b) Marcação inicial dos furos

**Figura 3.72:** Furação das vigas de madeira para a colocação dos conectores em “X” e “verticais”.

A aplicação da resina nos furos das vigas de madeira também foi efetuada com a utilização do aplicador adaptado (ver Figura 3.40a). As barras de aço, após terem sido coladas nas vigas de madeira ficaram em repouso durante sete dias para que a resina atingisse sua resistência máxima.



a) Conectores em “X” após a colagem



b) Conectores “verticais” após a colagem

**Figura 3.73:** Conectores formados por barras de aço coladas para as vigas de madeira.

### 3.3.6. Umidade de colagem

As barras de aço foram coladas nas peças de madeira das vigas mistas na umidade  $U_4 = 30\% \pm 1\%$ .

### 3.3.7. Tamanho da amostra

Foram consideradas três replicações para as vigas mistas nos ensaios estáticos de flexão para cada um dos tipos de conector analisado, “verticais” e dispostos em “X”.

Para os ensaios dinâmicos de flexão utilizou-se somente uma viga por ensaio, tendo-se em vista a grande demanda de tempo em função do número de ciclos aplicados para a realização dos referidos ensaios em cada um dos níveis máximos de carga cíclica aplicados.

### 3.3.8. Vigas de madeira

Para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão foram utilizadas um total de doze vigas retangulares de madeira com as seguintes densidades aparentes: VR01 ( $1090\text{kg/m}^3$ ), VR02 ( $1020\text{kg/m}^3$ ), VR03 ( $1040\text{kg/m}^3$ ), VR04 ( $910\text{kg/m}^3$ ), VR05 ( $950\text{kg/m}^3$ ), VR06 ( $1050\text{kg/m}^3$ ), VR07 ( $1085\text{kg/m}^3$ ), VR08 ( $1025\text{kg/m}^3$ ), VR09 ( $1045\text{kg/m}^3$ ), VR10 ( $920\text{kg/m}^3$ ), VR11 ( $970\text{kg/m}^3$ ), VR12 ( $1040\text{kg/m}^3$ ). As propriedades mecânicas da madeira ao longo do comprimento de cada viga foram admitidas constantes.

### 3.3.9. Configuração das vigas mistas

A seção transversal “T” das vigas mistas foi definida com base no modelo de Mohler, o qual está apresentado no Eurocode 5 (1993, Parte 1-1, Anexo B).

Os procedimentos de cálculo, utilizados na definições das seções transversais das vigas mistas com conectores “verticais” e também dispostos em “X”, seguindo as recomendações do modelo de Mohler, estão detalhadamente apresentados nos APÊNDICES C e D deste trabalho.

Os valores iniciais de resistência e rigidez, considerados inicialmente para estimativa das seções transversais das vigas mistas com conectores dispostos em “X” foram obtidos a partir dos ensaios em corpos-de-prova realizados por PIGOZZO (2204).

No caso das vigas mistas com conectores “verticais”, os valores de rigidez e de resistência da conexão foram estimados a partir do modelo de Kuenzi (1955) e da norma NBR 7190/1997, respectivamente, conforme apresentados nos apêndices A e B.

Portanto, a alma das vigas mistas, ensaiadas neste trabalho de pesquisa, foram compostas por peças serradas de madeira com seções retangulares de dimensões  $8,5\text{cm} \times 20,0\text{cm}$  com a mesa das vigas formadas por peças armadas de concreto com seções

retangulares de 25,0cmx8,0cm. O vão teórico considerado para as vigas mistas, neste caso, foi de 1,30m.

Nas vigas com conectores dispostos em “X” foram utilizados um total de “quatro” conectores espaçados de 32,5cm e nas vigas com conectores “verticais” um total de “oito” conectores espaçados de 16,25cm.

As figuras seguintes mostram as configurações utilizadas para os dois modelos de vigas ensaiadas no presente trabalho de pesquisa.

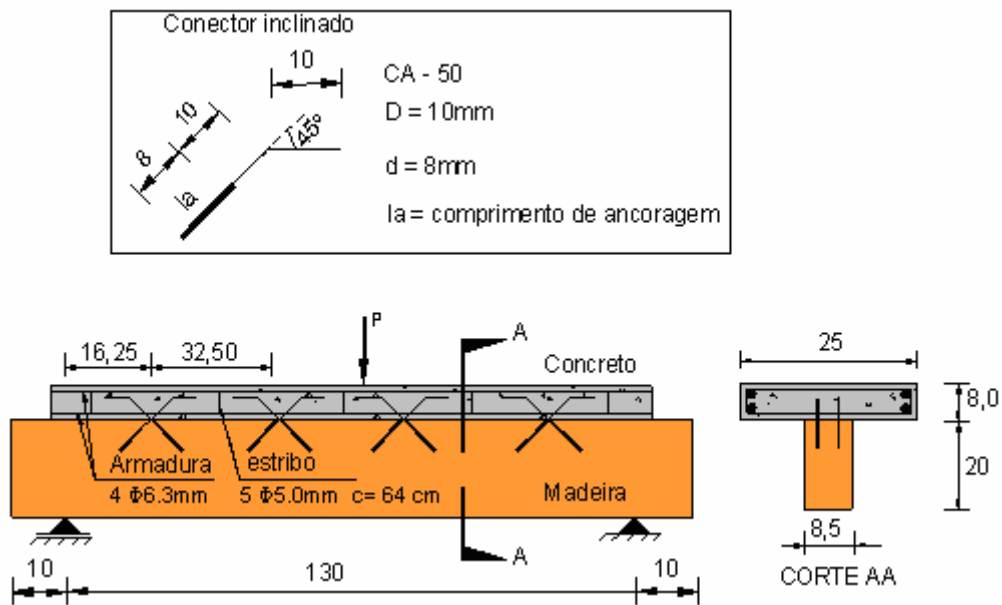


Figura 3.74: Viga com conectores em “X” para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão – Ensaio 8

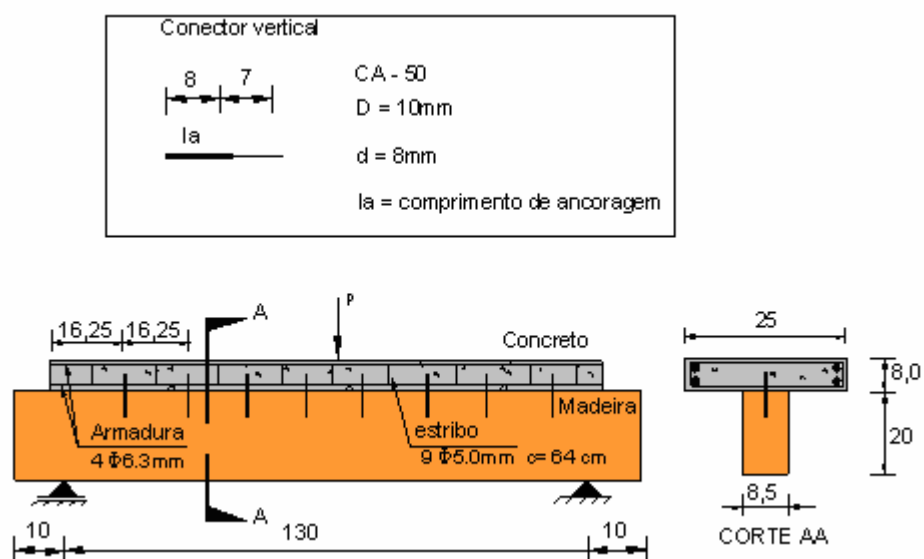


Figura 3.75: Viga com conectores “verticais” para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão – Ensaio 9.

As armaduras utilizadas nas mesas das vigas mistas representaram armaduras mínimas com relação ao volume de concreto utilizado, conforme ABNT (2003, item 17.3.5.1). Estas armaduras foram utilizadas com o objetivo reduzir as fissurações no concreto durante a realização dos ensaios.

### 3.3.10. Concreto nas vigas mistas

O concreto utilizado nas vigas foi preparado com traço 1: 2,67: 3,05 em peso, com relação água-cimento ( $a/c=0,42$ ) e a resistência média esperada para o concreto aos 28 dias de idade foi de 28MPa;

Utilizou-se, neste caso, cimento portland CP III RS 40, areia média e britas 5/8 e 1” em porções 25% e 75% respectivamente;

Para se evitar o atrito entre a madeira e o concreto, na interface dos materiais, foram utilizados plásticos de polietileno, como mostra a Figura 3.76d, apresentada na sequência.



a) Vista das vigas com os detalhes das fôrmas e da armadura antes da concretagem



b) Vigas posicionadas para início da concretagem



c) Lançamento do concreto durante a concretagem das vigas



d) Viga pronta para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão

**Figura 3.76:** Detalhe da concretagem das vigas mistas.

### 3.3.11. Ensaio 8

#### 3.3.11.1. Objetivo

Verificação do comportamento estático e dinâmico de vigas mistas em madeira-concreto, com seção transversal “T”, a partir da utilização de “quatro” conectores dispostos em “X” na interface dos materiais.

Para atingir os objetivos propostos, neste caso, foram realizados os seguintes procedimentos:

- obtenção da força última de ruptura ( $P_{rup}$ ) das vigas mistas através de ensaios estáticos de flexão;
- obtenção dos valores das flechas no centro do vão das vigas, a cada 200.000 ciclos de carga, para as cargas cíclicas máximas  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de flexão, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados;
- verificação da rigidez ( $EI$ ) das vigas, a partir da manutenção do número de ciclos, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados;
- verificação da carga última de ruptura das vigas mistas após a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga.

#### 3.3.11.2. Descrição do procedimento

Os níveis máximos de carga cíclica ( $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ ), considerados para os ensaios de flexão das vigas mistas V06, V04 e V05, respectivamente, foram determinados a partir da resistência estática média de cisalhamento das conexões vigas, sendo esta obtida entre as vigas V01, V02 e V03. Neste caso, a aplicação dos carregamentos estáticos nas vigas V01, V02 e V03 para a determinação dos níveis máximos de carga cíclica ( $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ ) foi realizada a partir da utilização do pórtico de reação com capacidade de 480KN.

As vigas mistas V06, V04 e V05, com conectores dispostos em “X”, foram carregadas inicialmente até atingirem as respectivas cargas cíclicas máximas de referência,  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  ou  $P_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de flexão, sendo estes realizados, neste caso, a partir da utilização da máquina de ensaios DARTEC M1000/RC, durante os quais foram registrados os valores de Força versus Flecha para cada caso.

Posteriormente, também com a utilização da máquina de ensaios DARTEC M1000/RC, as vigas mistas foram então sujeitas a 200.000 ciclos de carga com amplitude constante de carregamento.

Na sequência, outro ensaio estático de flexão foi realizado também na máquina de ensaios DARTEC M1000/RC com registro dos novos valores de Força versus Flecha para cada caso de carga cíclica máxima aplicada.

Esse procedimento foi repetido até que as vigas mistas atingissem um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados.

Para finalizar, as vigas mistas V06, V04 e V05, foram então conduzidas até a ruptura, a partir de ensaios estáticos de flexão, sendo estes realizados com a utilização do pórtico de reação com capacidade 480kN, onde foram registrados os valores das cargas últimas após a aplicação dos carregamentos cíclicos para as referidas vigas.

### 3.3.11.3. Detalhe das vigas com conectores em “X”



a) Vista dos conectores dispostos em “X” na interface dos materiais



b) Detalhe da armadura para as vigas com conectores em “X”

**Figura 3.77:** Vigas com conectores em “X” para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão– Ensaio 8

Os ensaios para a caracterização do concreto das vigas e a moldagem dos corpos-de-prova para os referidos ensaios foram efetuados em corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 10cm e altura 20cm, conforme as recomendações das normas de concreto: NBR 5739/1994, NBR 5738/2003 e NBR 8522/2003. A caracterização das vigas de madeira foi realizada a partir de ensaios em realizados em corpos-de-prova e vigas de madeira, conforme as recomendações da norma de madeiras NRB 7190/1997.

**Tabela 3.46:** Propriedades físicas dos materiais que compõem as vigas com conectores em “X”.

Vigas	Tipo de ensaio	Concreto		Madeira				
		$f_{c,m}^{1)}$ (MPa)	$E_{c,m}^{2)}$ (MPa)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$E_{fl,m}^{3)}$ (MPa)	$E_{c,m}^{4)}$	U (%)	$\rho$ ( $kg/m^3$ )
01	Estático	29,45	27355,43	63,72	18987,8	19997,6	29,9	1090
02	Estático	29,45	27355,43	44,63	15735,1	18742,4	30,9	1020
03	Estático	29,45	27355,43	52,04	16187,2	19853,1	29,1	1040
04	Dinâmico	29,70	27158,30	47,25	15578,1	18764,3	29,0	910
05	Dinâmico	28,32	26115,13	52,73	16375,2	19822,2	29,3	950
06	Dinâmico	29,44	27484,43	54,56	17573,2	19775,1	30,8	1050

1) Resistência média do concreto, referente à laje no dia do ensaio (média de 03 amostras);  
2) Módulo de elasticidade médio, referente à laje no dia do ensaio;  
3) Módulo de elasticidade médio do *Eucalypto citriodora* na flexão (Foi considerado, neste caso, o efeito de cisalhamento na deformação total da viga ( $u = u_{flexão} + u_{cisalhamento}$ ), pois  $L/h < 21$ );  
4) Módulo de elasticidade médio do *Eucalypto citriodora* na compressão.



### 3.3.11.4. Resultados – Ensaio 8

Na seqüência estão apresentados os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão, realizados diretamente em vigas mistas de madeira-concreto com conectores dispostos em “X”.

As vigas mistas, após levadas a ruptura através de ensaios estáticos de flexão, apresentaram basicamente dois modos de falha visíveis, como mostra a Figura 3.78.



a) Ruptura na alma da viga mista por cisalhamento na linha neutra (LN)

b) Esmagamento da parte superior da mesa de concreto da viga

**Figura 3.78:** Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos de flexão até a ruptura.

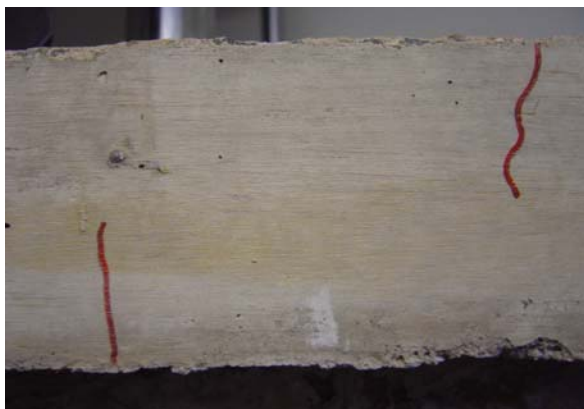
O modo de ruptura última, obtido experimentalmente para as vigas mistas foi o cisalhamento na LN, neste caso, e este modo de ruptura correspondeu aquele verificado na avaliação preliminar, efetuada a partir do modelo de Mohler, ANEXO C.

Os valores das carga últimas de ruptura, obtidos para cada uma das vigas submetidas aos ensaios estáticos de flexão foram, respectivamente,  $P_{rup}=218,39\text{kN}$  para V01,  $P_{rup}=119,12\text{kN}$  para V02 e  $P_{rup}=198,53\text{kN}$  para V03.

A partir da análise inicial dos resultados estáticos de flexão das vigas, pode-se dizer que o valor médio da força última de ruptura de vigas mistas com seção transversal “T” com dimensões da alma iguais a 8,5cmx20,0cm e da mesa 25,0cmx8,0cm, com 1,30m de comprimento, tendo “quatro” conectores dispostos em “X”, formados por barras de aço com diâmetro de 8mm, e coladas com a resina Sikadur 32, em madeiras saturadas de *Eucalipto Citriodora* ( $U=30\%$ ), correspondeu a aproximadamente 178,68kN.

Para as vigas V01, V02 e V03, a força média limite de cisalhamento nos conectores “X” correspondeu a aproximadamente 73,89% do valor médio da força última de ruptura, ou seja, 132,03kN. Este valor foi utilizado na determinação dos níveis máximos ( $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ ) e mínimos ( $P_{5\%}$ ) de carga cíclica utilizados nos ensaios dinâmicos de flexão das vigas V06, V4 e V05, respectivamente, visando a verificação do comportamento de serviço das vigas.

Os valores admitidos para as cargas cíclicas máximas, neste caso, foram:  $P_{30\%}=39,61\text{kN}$  para a viga V06,  $P_{40\%}=52,81\text{kN}$  para a viga V04, e  $P_{50\%}=66,02\text{kN}$  para a viga V05. O carga cíclica mínima admitida para os três níveis máximos foi de  $P_{5\%}=6,60\text{kN}$ .



a) Fissuração na mesa de concreto após  $1 \times 10^6$  ciclos verificada para a carga  $P_{50\%}$ .



b) Ruptura da viga mista por cisalhamento na LN, após  $1 \times 10^6$  ciclos, conduzida até a falha.

**Figura 3.79:** Situação da viga mista V05 (submetida ao carregamento cíclico  $P_{50\%}$ ) após a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga a partir de ensaios de flexão.

Os valores de flecha, obtidos para as vigas mistas V04, V05 e V06, a cada 200.000 ciclos de carga, a partir de ensaios estáticos de flexão, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados, estão apresentados na Tabela 3.47.

Os valores das flechas apresentados, neste caso, são referentes a soma das parcelas de flexão e de cisalhamento das vigas mistas, combinadas na resposta final do deslocamento “vertical” do sistema.

**Tabela 3.47:** Flechas das vigas com conectores em “X” a partir da manutenção do número de ciclos.

Numero de ciclos	Flecha (mm)		
	V06 ( $P_{30\%}=39,61\text{kN}$ )	V04 ( $P_{40\%}=52,81\text{kN}$ )	V05 ( $P_{50\%}=66,02\text{kN}$ )
1	1,70	2,30	2,89
200.000	1,81	2,49	3,19
400.000	1,90	2,64	3,38
600.000	1,95	2,75	3,51
800.000	1,99	2,80	3,60
1000.000	2,02	2,82	3,65

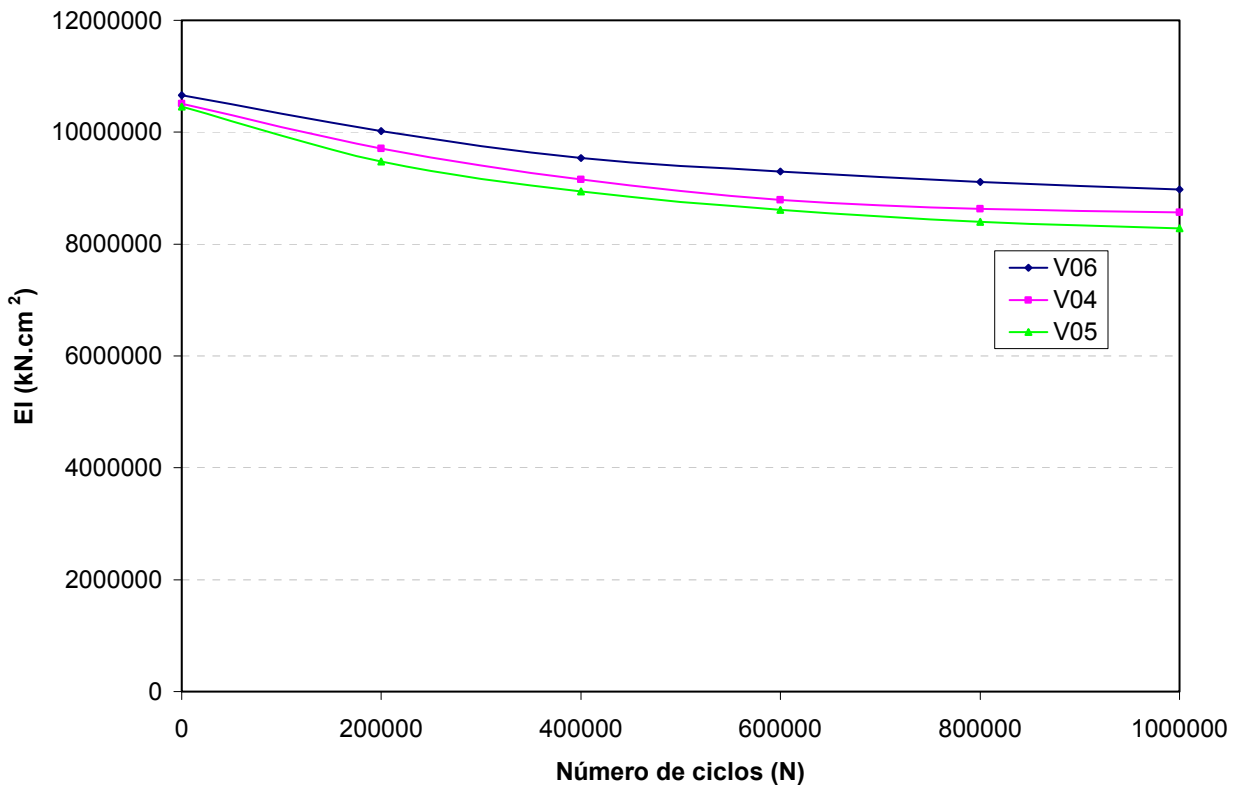
Os valores de rigidez ( $EI$ ), para vigas mistas V04, V05 e V06, obtidos a partir da manutenção do número de ciclos, foram quantificados a partir dos valores das flechas apresentados na Tabela 3.47.

Os valores de rigidez ( $EI$ ) foram calculados, neste caso, a partir da equação (3.7) apresentada anteriormente.

**Tabela 3.48:** Valores de (EI) para vigas com conectores “X” a partir manutenção do número de ciclos.

Número de ciclos	(EI) (kN.cm <sup>2</sup> )		
	V06 (P <sub>30%</sub> =39,61kN)	V04 (P <sub>40%</sub> =52,81kN)	V05 (P <sub>50%</sub> =66,02kN)
1	10664604,17	10509381,34	10456022,20
200.000	10016479,05	9707460,68	9472697,23
400.000	9542014,25	9155900,41	8940208,33
600.000	9297347,22	8789664,39	8609089,51
800.000	9110465,87	8632706,10	8393862,27
1000.000	8975161,92	8571481,24	8278877,85

A degradação da rigidez (EI) para as vigas mistas, a partir da manutenção dos ciclos de carga, é apresentada na Figura 3.80. As curvas, neste caso, foram construídas a partir dos resultados experimentais apresentados na Tabela 3.48, sendo estes resultados obtidos para as vgas V04, V05 e V06.



**Figura 3.80:** Rigidez (EI) das vigas V04, V05 e V06 com conectores em “X” a partir da manutenção do número de ciclos.

Observou-se que as vigas mistas sujeitas aos ciclos de carga tiveram seus valores de rigidez (EI) reduzidos ao longo do número de ciclos de carga.

O valor de rigidez (EI) obtido para a viga V06 passou de  $106 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$  para  $89 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$ , representando uma perda de 15,84% para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados. Para a viga V04 o valor de (EI) passou de  $105 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$  para  $85 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$ ,

representando uma perda de 18,44%, e para a viga V05 o valor de (EI) passou de  $104 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$  para  $82 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$  sendo a perda, neste caso, de 20,82%.

Aos resultados experimentais obtidos para as vigas mistas V06, V04 e V05, submetidas aos carregamentos cíclicos máximos  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ , respectivamente, conforme apresentados na Figura 3.80, foram ajustadas equações exponenciais para verificação do comportamento do modelo utilizado na determinação da perda de rigidez (EI) do sistema de ligação "X". A equação exponencial foi a que melhor se ajustou aos resultados de rigidez (EI) obtidos para as vigas, também neste caso.

As equações foram ajustadas para o intervalo compreendido entre  $0 \leq N \leq 1000.000$ . Este foi o intervalo considerado, no caso das vigas mistas, em que o sistema de ligação efetivamente perdeu rigidez (EI).

- equação exponencial ajustada aos resultados da V06 (coeficiente de correlação  $R^2=92,77\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $P_{30\%}$  e  $P_{5\%}$ :

$$EI = 1E + 07e^{-2E-07 \cdot (N)} \quad (3.8)$$

- equação exponencial ajustada aos resultados da V04 (coeficiente de correlação  $R^2=89,70\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $P_{40\%}$  e  $P_{5\%}$ :

$$EI = 1E + 07e^{-2E-07 \cdot (N)} \quad (3.9)$$

- equação exponencial ajustada aos resultados da V05 (coeficiente de correlação  $R^2=90,14\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $P_{50\%}$  e  $P_{5\%}$ :

$$EI = 1E + 07e^{-2E-07 \cdot (N)} \quad (3.10)$$

Observou-se, a partir das equações ajustadas para os resultados experimentais, neste caso, que para os carregamentos cíclicos máximos aplicados nas vigas com até 50% da resistência estática de cisalhamento das ligações destas, a perda de rigidez (EI) das vigas foram indênticas podendo ser estimadas pela mesma equação.

A partir da análise das flechas das vigas, observou-se que de uma maneira geral, os deslocamentos "verticais" registrados no centro do vão das vigas mistas aumentaram com a manutenção do número de ciclos de carga.

A relação (L/h) entre o comprimento (L) e a altura (h) das vigas mistas de seção "T", ensaiadas neste trabalho, foi menor que 21. Neste caso, sob o ponto de vista teórico, o efeito da deformação por cisalhamento nessas vigas foi considerado na análise (O modelo de viga que considera a deformação por cisalhamento é o modelo de Thimoshenko. No modelo de Euler-Bernoulli esse efeito não é considerado).

Os valores de flecha, obtidos experimentalmente, para as vigas mistas V04, V05 e V06, a partir dos ensaios estáticos de flexão, a cada 200.000 ciclos de carga, consideram, além das deformações por flexão, também as deformações por cisalhamento no resultado final do deslocamento “vertical”. Esses valores de flecha, obtidos experimentalmente, foram utilizados na equação (3.7) para a determinação da perda de rigidez (EI) das vigas mistas ao longo do número de ciclos sem, no entanto, comprometer a representatividade dos resultados, tendo-se em vista que a equação (3.7) considera somente a parcela da flexão das vigas como resultado do deslocamento “vertical”.

Por outro lado, tem-se que o modelo analítico de Mohler, utilizado na definição da seção transversal “T” das vigas mistas, como apresentado no APÊNDICE C, não leva em consideração, no resultado final do deslocamento “vertical”, a parcela da deformação da viga por cisalhamento e considera, somente, a parcela de deformação por flexão.

Portanto, o valor analítico da flecha, esperado no meio do vão, para a rigidez  $(EI_{ef})_{teórico}$ , a partir da utilização do modelo de Mohler, foi relativamente menor que o valor da flecha, obtido experimentalmente. O valor teórico da flecha, obtido a partir da consideração da carga  $P_{30\%}=39,61\text{kN}$  e da rigidez  $(EI_{ef})_{teórico}=17239060,52\text{kN.cm}^2$  foi de 1,05mm, enquanto que o valor experimental, neste caso, foi de 1,70mm.

Conseqüentemente, os valores de rigidez (EI), obtidos a partir da equação (3.7), com base nos valores experimentais das flecha das vigas naturalmente foram menores que aqueles obtidos teoricamente com base no modelo de Mohler.

Contudo, a utilização da equação (3.7), a partir da consideração dos deslocamentos “verticais” totais ( $u = u_{flexão} + u_{cisalhamento}$ ) permitiu, satisfatoriamente, a quantificação da perda de rigidez (EI) das vigas com a manutenção do número de ciclos de carga.

Para a utilização da equação (3.7), admitiu-se a parcela do deslocamento “vertical”, no centro do vão da viga, decorrente da deformação por cisalhamento, como sendo um valor constante, dependente de um fator de forma ( $\alpha_s$ ) e também de um módulo de elasticidade transversal (G), valores estes desconhecidos para a seção mista. Por essas razões, considerou-se que a omissão da parcela de cisalhamento no deslocamento “vertical” da viga, associada a utilização do valor da flecha total ( $u = u_{flexão} + u_{cisalhamento}$ ) na equação (3.7), não implicou em prejuízo do objetivo principal da análise em questão, que consistiu apenas na verificação da perda de rigidez (EI) do sistema misto a partir da manutenção do número de ciclos de carga aplicados.

Para comparar, fez-se uma breve análise do deslocamento “vertical” (flecha), no meio do vão, considerando-se somente a alma da viga mista de seção transversal “T”, com seção “retangular” 8,5x20cm, conforme apresentado no APÊNDICE C. Pode-se observar, claramente, a influência de cada uma das parcelas de deformação (flexão e cisalhamento)

na resposta final do deslocamento “vertical” da viga analisada. Como a relação entre o comprimento (L) da viga retangular de madeira e sua altura (h) é menor que 21, o deslocamento vertical (u) deve ser considerado mediante a seguinte relação:

$$u = u_{\text{flexão}} + u_{\text{cisalhamento}} \quad (3.11)$$

$$u = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} + \alpha_s \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot G \cdot A} \quad (3.12)$$

onde:

$\alpha_s = 1,5$  (fator de forma que considera a distribuição das tensões de cisalhamento);

$E = 2000 \text{ kN/cm}^2$  (módulo de elasticidade na flexão considerado para a madeira);

$I = 5666,67 \text{ cm}^4$  (momento de inércia da seção transversal retangular da viga);

$G = E/20$  (módulo de elasticidade transversal da madeira, NBR 7190/1997);

$A = 170 \text{ cm}^2$  (área da seção transversal retangular da viga);

$P = 39,61 \text{ kN}$  (carga concentrada no centro do vão);

$L = 130 \text{ cm}$  (vão considerado para a viga biapoiada).

Substituindo na equação (3.12) os valores para a peça retangular de madeira, conforme dados no APÊNDICE C, tem-se:

$$v = \frac{39,61 \cdot (130)^3}{48 \cdot (2000) \cdot (5666,67)} + 1,5 \cdot \frac{39,61 \cdot (130)}{4 \cdot (100) \cdot (170)} \quad (3.13)$$

Portanto, as parcelas do deslocamento vertical” da viga retangular de madeira, referentes as deformações por cisalhamento e por flexão, assim como o valor total da flecha, no centro do vão, apresentam os seguintes valores:

$$u = \underbrace{0,156}_{\text{flexão}} + \underbrace{0,114}_{\text{cisalhamento}} = \underbrace{0,270}_{\text{total}} \text{ cm} \quad (3.14)$$

Observa-se que as parcelas de deformação por flexão e por cisalhamento, para a viga retangular de madeira, neste caso, corresponderam respectivamente a 57,78% e 42,22% do valor total obtido para o deslocamento vertical (flecha) no meio do vão.

Após a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, as vigas mistas V04, V05 e V06 foram carregadas até a ruptura a uma velocidade de 0,30kN/seg. A carga última de ruptura obtida para a viga V04 foi de 171,25kN. Para a viga V05 este valor foi de 175,43kN e, para a viga V06, foi de 190,61kN. Portanto, o valor médio obtido entre as vigas V04, V05 e V06, após  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, foi de 179,10kN.

**Tabela 3.49:** Resistência última das vigas mistas com conectores dispostos em “X”.

Vigas	Número de ciclos	Resistência última (kN)
V01	0	218,39
V02	0	119,12
V03	0	198,53
V04	$1 \times 10^6$	171,25
V05	$1 \times 10^6$	175,43
V06	$1 \times 10^6$	190,61

### 3.3.11.5. Discussão dos resultados – Ensaio 8

Nas vigas mistas, sujeitas a carregamentos repetidos, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados, deformações permanentes foram observadas. Essas deformações podem ser atribuídas aos danos causados madeira e no concreto nas regiões dos conectores de cisalhamento. Globalmente, os danos observados nas vigas mista foram verificados para a mesa de concreto, mas, no entanto, estes danos verificados foram de pequena magnitude e corresponderam a fissuração do concreto.

Os valores de rigidez (EI) para as vigas mistas analisadas com “quatro” conectores dispostos em “X”, foram obtidos para cargas cíclicas máximas aplicadas com até 50% da resistência estática das conexões ao cisalhamento. Até este nível de carregamento considerado a perda de rigidez (EI), ao longo do número de ciclos, não sofreu grandes variações entre os três níveis máximos ( $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ ) de carga considerados.

Os ensaios experimentais, neste caso, também mostraram que os conectores dispostos na seção mista das vigas trabalharam em conjunto na distribuição das tensões decorrentes dos carregamentos cíclicos.

Os valores de rigidez (EI), obtidos experimentalmente para as vigas V04, V05 e V06, foram menores que os valores esperados teoricamente, calculados com base no modelo de Mohler. Essa diferença foi devida a consideração da deformação por cisalhamento, além da da deformação por flexão, nos valores experimentais das flechas obtidas.

A diferença observada entre os valores teóricos e experimentais não prejudicou a análise dos resultados, que consistiu apenas na verificação da perda de rigidez (EI) ao longo do número de ciclos.

### 3.3.11.6. Conclusões – Ensaio 8

As vigas mistas V04, V05 e V06, submetidas aos carregamentos cíclicos, perderam rigidez (EI) com a manutenção dos ciclos de carga, sem ocorrência de ruptura no sistema de conexão.

A maior parcela da perda de rigidez (EI) das vigas foi verificada para os ciclos iniciais de carga tendendo a se estabilizar para em  $1 \times 10^6$  ciclos.

Os valores de rigidez (EI), obtidos para as vigas mistas V04, V05 e V06, antes da aplicação dos cíclicos de carga, foram:  $105 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ ,  $104 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$  e  $106 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ , respectivamente.

Após a aplicação de um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, os valores de rigidez (EI), obtidos para as vigas V04, V05 e V06 foram:  $85 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ ,  $82 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$  e  $89 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ , respectivamente.

A perda de rigidez (EI), neste caso, foi de 18,44% para viga V04, de 20,82% para a viga V05 e de 15,84% para a viga V06 para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados.

A perda média de rigidez (EI) de vigas mistas de seção “T”, com dimensões da alma 8,5cmx20cm e da mesa 25,0cmx8,0cm, com 1,30m de comprimento, com “quatro” conectores em “X”, colados com a resina epóxi Sikadur 32, na umidade ( $U=30\% \pm 1\%$ ), submetidas a cargas cíclicas máximas com até 50% do valor da resistência estática ao cisalhamento da ligação, foi em média 18,37%, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados.

O modo de ruptura última, observado nas vigas mistas V04, V05 e V06, submetidas aos ciclos de carga, e conduzidas posteriormente até a ruptura por meio de ensaios estáticos de flexão, foi o cisalhamento da viga mista na LN.

O cisalhamento da LN também foi o modo de ruptura última observado nas vigas V01, V02 e V03, submetidas somente a carregamentos estáticos até a ruptura.

O valor médio da resistência última, obtido para as vigas V01, V02 e V03, foi de 178,68 kN. Para as vigas V04, V05 e V06, submetidas aos ciclos de carga, este valor foi de 179,10kN. Portanto, as vigas mistas submetidas a um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga não perderam suas capacidades últimas de resistência.

### 3.3.12. Ensaio 9

#### 3.3.12.1. Objetivo

Verificação do comportamento estático e dinâmico de vigas mistas com seção transversal “T” com “oito” conectores formados por barras de aço coladas “verticalmente” ao plano cisalhante.

Para atingir os objetivos propostos, neste caso, foram realizados os seguintes procedimentos:

- obtenção da força última de ruptura ( $P_{rup}$ ) das vigas mistas através de ensaios estáticos de flexão;
- obtenção dos valores das flechas, no centro do vão das vigas, a cada 200.000 ciclos de carga, para as cargas cíclicas máximas  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de flexão, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados;



- verificação da rigidez ( $EI$ ) das vigas, a partir da manutenção do número de ciclos, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados;
- verificação da carga última de ruptura das vigas mistas após a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga.

### 3.3.12.2. Descrição do procedimento

Os níveis máximos de carga cíclica ( $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ ), aplicados nas vigas mistas V10, V11 e V12, durante os ensaios dinâmicos de flexão, foram determinados a partir da resistência estática média de cisalhamento das conexões “verticais” entre as vigas V07, V08 e V09. As vigas mistas V10, V11 e V12 foram inicialmente carregadas até atingirem as cargas cíclicas máximas de referência,  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  ou  $P_{50\%}$ , através de ensaios estáticos de flexão, durante os quais foram registrados os valores de Força versus Flecha. As vigas foram então sujeitas a 200.000 ciclos de carga com amplitude constante de carregamento. Posteriormente, outro ensaio estático de flexão foi realizado com registro dos novos valores de Força versus Flecha. Esse procedimento foi repetido até que as vigas V10, V11 e V12 atingissem um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados. Para finalizar, as vigas V10, V11 e V12 foram conduzidas até a ruptura a partir de ensaios estáticos de flexão.

### 3.3.12.3. Detalhe das vigas com conectores “verticais”



a) Vista dos conectores dispostos “verticalmente” na interface das vigas



b) Detalhe da armadura para as vigas com conectores “verticais”

**Figura 3.81:** Vigas para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão – Ensaio 9

Os ensaios para a caracterização do concreto das vigas e a moldagem dos corpos-de-prova para os referidos ensaios foram efetuados em corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 10cm e altura 20cm, conforme as recomendações das normas de concreto: NBR 5739/1994, NBR 5738/2003 e NBR 8522/2003. A caracterização das vigas de madeira foi realizada a partir de ensaios em realizados em corpos-de-prova e vigas de madeira, conforme as recomendações da norma de madeiras NBR 7190/1997.

**Tabela 3.50:** Propriedades físicas dos materiais que compõem as vigas com conectores “verticais”.

Vigas	Tipo de ensaio	Concreto		Madeira				
		$f_{c,m}^{1)}$ (MPa)	$E_{c,m}^{2)}$ (MPa)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$E_{fl,m}^{3)}$ (MPa)	$E_{c,m}^{4)}$	U (%)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
07	Estático	29,33	27359,46	62,72	18886,7	19997,6	29,4	1085
08	Estático	29,33	27359,46	45,66	15630,3	19842,1	30,1	1025
09	Estático	29,33	27359,46	51,07	16592,8	19993,3	29,8	1045
10	Dinâmico	28,78	26167,42	49,99	15240,3	19761,3	29,2	920
11	Dinâmico	30,46	28413,15	51,74	16005,8	19932,7	29,7	970
12	Dinâmico	29,47	27373,41	55,54	17601,3	19876,4	30,2	1040

<sup>1)</sup> Resistência média do concreto, referente à laje no dia do ensaio (média de 03 amostras);  
<sup>2)</sup> Módulo de elasticidade médio, referente à laje no dia do ensaio;  
<sup>3)</sup> Módulo de elasticidade médio do *Eucalypto citriodora* na flexão (Foi considerado, neste caso, o efeito de cisalhamento na deformação total da viga ( $v = v_{flexão} + v_{cisalhamento}$ ), pois  $L/h < 21$ );  
<sup>4)</sup> Módulo de elasticidade médio do *Eucalypto citriodora* na compressão.

### 3.3.12.4. Resultados – Ensaio 9

Na seqüência são apresentados os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão, realizados diretamente em vigas mistas de madeira-concreto com “oito” conectores dispostos “verticalmente” ao plano cisalhante.

As vigas mistas V10, V11 e V12, após levadas a ruptura, através de ensaios estáticos de flexão, apresentaram basicamente dois modos de falha visíveis.



a) Ruptura na alma da viga mista por cisalhamento na LN



b) Fissuração da mesa de concreto ao longo do comprimento da viga.

**Figura 3.82:** Modos de ruptura observados nos ensaios estáticos de flexão até a ruptura.

O modo de ruptura última das vigas mistas, obtido experimentalmente, correspondeu ao modo de ruptura verificado na avaliação preliminar, efetuada a partir do modelo de Mohler, ANEXO D.

Os valores das carga últimas de ruptura, obtidos para cada uma das vigas com conectores “verticais”, submetidas a ensaios estáticos de flexão, foram respectivamente:  $P_{rup}=196,05\text{kN}$  para V07,  $P_{rup}=191,24\text{kN}$  para V08 e  $P_{rup}=188,83\text{kN}$  para V09.

A partir da análise inicial dos resultados, pode-se dizer que o valor médio da força última de ruptura de vigas mistas de seção transversal “T” com dimensões da alma iguais a

8,5cmx20,0cm e da mesa 25,0cmx8,0cm, com 1,30m de comprimento, tendo “oito” conectores “verticais”, formados por barras de aço com diâmetro de 19mm, e coladas com a resina Sikadur 32, em madeiras saturadas de *Eucalypto citriodora* ( $U=30\%$ ), correspondeu a 192,04kN.

Para as vigas V07, V08 e V09, com conectores “verticais”, submetidas a carregamentos estáticos até a ruptura, a força média limite de cisalhamento na conexão das vigas correspondeu a aproximadamente 77,31% do valor médio da força última de ruptura das referidas vigas, ou seja, 148,47kN. Este valor foi utilizado na determinação dos níveis máximos ( $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ ) e mínimos ( $P_{5\%}$ ) de carga cíclica aplicadas nos ensaios dinâmicos de flexão das vigas V10, V11 e V12.

Assim, os valores admitidos para as cargas cíclicas máximas, neste caso, foram:  $P_{30\%}=44,54\text{kN}$  para a viga V10,  $P_{40\%}=59,39\text{kN}$  para a viga V11, e  $P_{50\%}=74,24\text{kN}$  para a viga V12. O carga cíclica mínima admitida para os três níveis máximos de carga foi igual a  $P_{5\%}=7,42\text{kN}$ .



a) Fissuração na mesa de concreto verificada após  $1 \times 10^6$  ciclos para a carga  $P_{50\%}$



b) Ruptura última por cisalhamento na LN, após  $1 \times 10^6$  ciclos de carga.

**Figura 3.83:** Situação da viga mista V12 (submetida ao carregamento cíclico  $P_{50\%}$ ) após a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga a partir de ensaios de flexão.

**Tabela 3.51:** Flechas das vigas com conectores “verticais” com a manutenção do número de ciclos.

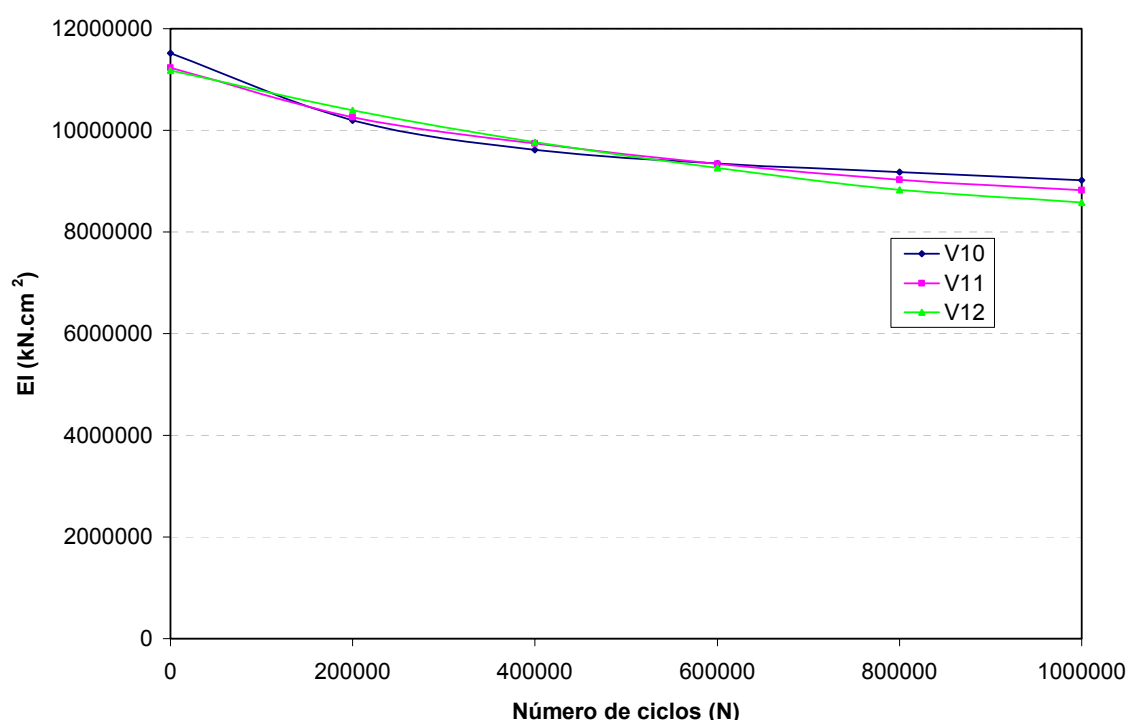
Numero de ciclos	Flecha (mm)		
	V10 ( $P_{30\%}=44,54\text{kN}$ )	V11 ( $P_{40\%}=59,39\text{kN}$ )	V12 ( $P_{50\%}=74,24\text{kN}$ )
1	1,77	2,42	3,04
200.000	2,00	2,65	3,27
400.000	2,12	2,79	3,48
600.000	2,18	2,91	3,67
800.000	2,22	3,01	3,85
1000.000	2,24	3,08	3,93

Os valores de rigidez ( $EI$ ), para vigas mistas V10, V11 e V12, foram calculados a partir da Tabela 3.51, com utilização equação (3.7).

**Tabela 3.52:** Valores de (EI) para vigas com conectores “verticais” a partir do número de ciclos.

Número de ciclos	(EI) (kN.cm <sup>2</sup> )		
	V10 (P <sub>30%</sub> =44,54kN)	V11 (P <sub>40%</sub> =59,39kN)	V12 (P <sub>50%</sub> =74,24kN)
1	11517700,09	11232767,73	11177719,30
200.000	10193164,58	10257848,27	10391518,86
400.000	9616193,00	9743117,53	9764444,44
600.000	9351527,14	9341339,49	9258928,25
800.000	9183031,16	9030995,99	8826043,29
1000.000	9101039,81	8825746,08	8646378,29

As curvas mostradas na Figura 3.84 mostram a degradação da rigidez (EI) para as vigas V10, V11 e V12, a partir dos resultados experimentais apresentados na Tabela 3.52.

**Figura 3.84:** Perda de rigidez (EI) das vigas V10, V11 e V12 com conectores “verticais”.

As vigas V10, V11 e V12, com conectores “verticais” e sujeitas aos ciclos de carga, tiveram seus valores de rigidez (EI) reduzidos ao longo do número de ciclos de carga. O valor de rigidez (EI) para a viga V10 passou de  $115 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$  para  $91 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$ , representando uma perda de 20,98% para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados. Na viga V11, o valor de rigidez (EI) passou de  $112 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$  para  $88 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$ , representando uma perda de 21,43% para  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados. Na viga V12, o valor de rigidez (EI) passou de  $111 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$  para  $86 \times 10^5 \text{ kN.cm}^2$  sendo a perda, neste caso, de 22,65%, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados.

Aos resultados experimentais obtidos para as vigas mistas V10, V11 e V12, submetidas aos carregamentos cíclicos máximos  $P_{30\%}$ ,  $P_{40\%}$  e  $P_{50\%}$ , respectivamente,

conforme apresentados na Figura 3.84, foram ajustadas equações exponenciais para verificação do comportamento do modelo utilizado na determinação da perda de rigidez (EI) do sistema de ligação "vertical". A equação exponencial foi a que melhor se ajustou aos resultados de rigidez (EI) obtidos para as vigas.

As equações foram ajustadas para o intervalo compreendido entre  $0 \leq N \leq 1000.000$ . Este foi o intervalo considerado, no caso das vigas mistas, em que o sistema de ligação efetivamente perdeu rigidez (EI).

- equação exponencial ajustada aos resultados da V10 (coeficiente de correlação  $R^2=84,59\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $P_{30\%}$  e  $P_{5\%}$ :

$$EI = 1E + 07e^{-2E-07 \cdot (N)} \quad (3.15)$$

- equação exponencial ajustada aos resultados da V11 (coeficiente de correlação  $R^2=94,62\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $P_{40\%}$  e  $P_{5\%}$ :

$$EI = 1E + 07e^{-2E-07 \cdot (N)} \quad (3.16)$$

- equação exponencial ajustada aos resultados da V12 (coeficiente de correlação  $R^2=98,11\%$ ) para ensaio realizado com carga cíclica variando entre  $P_{50\%}$  e  $P_{5\%}$ :

$$EI = 1E + 07e^{-3E-07 \cdot (N)} \quad (3.17)$$

Observou-se que o valor analítico da flecha obtido no meio do vão, a partir do modelo de Mohler para a carga  $P_{30\%}=44,54\text{kN}$  e rigidez  $(EI_{ef})_{teorico}=18110232,6352\text{kN.cm}^2$  foi de 1,13mm, enquanto que o valor obtido experimentalmente, neste caso, foi de 1,77mm.

Como já apresentado para os conectores dispostos em "X", essa diferença entre os valores analítico e experimental é atribuída ao valor da deformação por cisalhamento, considerado no resultado experimental da flecha.

Após a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, as vigas mistas V10, V11 e V12 foram carregadas até a ruptura a uma velocidade de 0,30kN/seg. A carga última obtida para a viga V10 foi de 200,61kN. Para a viga V11 este valor foi de 199,42kN e, para a viga V12, foi de 189,43kN. Portanto, o valor médio da carga última de ruptura, obtido entre vigas V10, V11 e V12, após os ciclos de carga, foi de 196,49kN.

**Tabela 3.53:** Resistência última das vigas mistas com conectores "verticais".

Vigas	Número de ciclos	Resistência última (kN)
V07	0	196,05
V08	0	191,24
V09	0	188,83
V10	$1 \times 10^6$	200,61
V11	$1 \times 10^6$	199,42
V12	$1 \times 10^6$	189,43

### 3.3.12.5. Discussão dos resultados – Ensaio 9

As vigas mistas, V10, V11 e V12 com conectores “verticais”, sujeitas a carregamentos repetidos, apresentaram deformações permanentes para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados. Essas deformações podem ser atribuídas aos danos causados na madeira e também no concreto, nas regiões dos conectores, pela ação das cargas cíclicas aplicadas nas vigas durante os ensaios de flexão.

Para a carga cíclica máxima  $P_{50\%}$ , ao final de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados, observou-se a abertura de fissuras na mesa de concreto nas regiões próximas aos conectores.

As demais vigas sujeitas às cargas cíclicas máximas  $P_{30\%}$  e  $P_{40\%}$  também apresentaram a tendência de abertura de fissuras na mesa de concreto para as mesmas regiões observadas para a carga  $P_{50\%}$ . No entanto, os níveis de fissuração no concreto para as cargas cíclicas máximas  $P_{30\%}$  e  $P_{40\%}$  foram bem menores, assemelhando-se a fissuração das mesas das vigas com conectores em “X”.

Os valores de rigidez (EI), obtidos experimentalmente para as vigas V10, V11 e V12, foram menores que os valores analíticos, calculados com base no modelo de Mohler. Essa diferença também foi devido a consideração da deformação por cisalhamento, além da consideração da deformação por flexão, nos valores experimentais das flechas obtidas.

A diferença observada entre os valores analíticos e experimentais de rigidez (EI) não prejudicou a análise dos resultados, que consistiu na verificação da perda de rigidez (EI) das vigas ao longo do número de ciclos, também neste caso.

O modo de ruptura, observado nas vigas mistas V10, V11 e V12, submetidas aos ciclos de carga, e conduzidas posteriormente até a ruptura, por meio de ensaios estáticos de flexão, foi o cisalhamento da viga mista na LN. O cisalhamento da LN também foi o modo de ruptura observado nas vigas V07, V08 e V09, submetidas somente a carregamentos estáticos até a ruptura.

### 3.3.12.6. Conclusões – Ensaio 9

As vigas mistas V10, V11 e V12, submetidas aos carregamentos cíclicos, perderam rigidez (EI) com a manutenção dos ciclos de carga sem, no entanto, ocorrência de ruptura no sistema de ligação.

Os conectores “verticais”, dispostos na interface das vigas mistas, submetidos aos carregamentos cíclicos, trabalharam em conjunto na transmissão dos esforços de cisalhamento na interface dos materiais.

A maior parcela da perda de rigidez (EI) das vigas foi verificada para os ciclos iniciais de carga, tendendo a se estabilizar para em  $1 \times 10^6$  ciclos.

Os valores da rigidez (EI) para as vigas V10, V11 e V12, antes da aplicação dos ciclos de carga foram  $115 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ ,  $112 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$  e  $111 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ , respectivamente.

Os valores da rigidez (EI) para as vigas V10, V11 e V12 após  $1 \times 10^6$  ciclos de carga foram  $91 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ ,  $88 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$  e  $86 \times 10^5 \text{kN.cm}^2$ .

A perda de rigidez (EI), no caso das vigas com conectores “verticais” submetidas aos ciclos de carga, foi de 20,98% para a V10, de 21,43% para a V11 e de 22,65% para a V12.

A perda média de rigidez (EI) de vigas mistas de seção “T”, com dimensões da alma 8,5cmx20cm e da mesa 25,0cmx8,0cm, com 1,30m de comprimento, com oito conectores “verticais”, colados com a resina epóxi Sikadur 32, na umidade ( $U=30\% \pm 1\%$ ), submetidas a cargas cíclicas máximas com até 50% do valor da resistência estática ao cisalhamento da ligação, foi em média 21,67%, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados.

O valor médio da resistência última, obtido para as vigas V07, V08 e V09, não submetidas aos ciclos de carga, foi de 192,04 kN. Para as vigas V10, V11 e V12, submetidas aos ciclos de carga, o valor médio da carga última de ruptura foi de 196,49kN. Portanto, as vigas mistas V10, V11 e V12, submetidas a um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, não perderam suas capacidades últimas de resistência.

## 4. ANÁLISE NUMÉRICA

Neste capítulo são propostos quatro modelos numéricos, tridimensionais, que utilizam o software ANSYS, versão 10.0, que tem como base o Método dos Elementos Finitos (MEF), para simulação do comportamento de conectores “verticais” e em “X”, dispostos em corpos-de-prova mistos e vigas mistas submetidos a carregamentos de serviço. A opção pela utilização do ANSYS, versão 10.0, se deu pelo fato de que as ferramentas disponibilizadas pelo referido software permitem a análise dos modelos em regime de não linearidade física e também geométrica.

Como resultado das modelagens propostas, avaliou-se as perdas de rigidez (K) e (EI) dos referidos sistemas de conexão, com base na relação entre força e deslocamento conforme apresentadas no capítulo 3, a partir da aplicação de carregamentos estáticos e cíclicos. Os modelos propostos permitiram ainda, em caráter complementar, a avaliação dos níveis de tensões e deformações nas regiões de maior interesse.

A fim de evitar excessiva repetição quando da menção software utilizado, no caso o ANSYS versão 10.0, o mesmo será referenciado deste ponto em diante apenas por ANSYS.

Na sequência estão apresentados os aspectos gerais da estratégia de modelagem desenvolvida, juntamente com os comentários mais relevantes.

### 4.1. –Elementos Finitos Utilizados

Como já mencionado, os modelos numéricos desenvolvidos foram elaborados com base em elementos pré-definidos, disponibilizados na biblioteca interna do ANSYS, os quais serão apresentados a seguir.

A escolha de cada elemento foi feita a partir da consideração de sua representatividade perante o comportamento a ser simulado.

#### 4.1.1. Elemento *solid65*

Foi utilizado na discretização das peças de concreto. A opção por este elemento se deu pelo fato da possibilidade de simulação dos efeitos localizados como, por exemplo, a concentração de tensões junto aos conectores de cisalhamento.

O elemento *solid65* é um elemento hexaédrico, que possui oito nós, tendo cada nó três graus de liberdade, ou seja, translações segundo os eixos x, y e z. Este elemento é capaz de simular o comportamento do concreto com fissuração na tração e esmagamento na compressão, bem como um comportamento com não-linearidade física, o que permite avaliar as deformações plásticas.

Além disso, as armaduras podem ser incluídas sob a forma de taxas, denominadas armaduras dispersas, orientadas, neste caso, segundo os ângulos  $\varphi$  e  $\theta$ , ou ainda, pela



utilização de elementos barra na forma discreta, procedimento esse adotado para os modelos numéricos do presente trabalho.

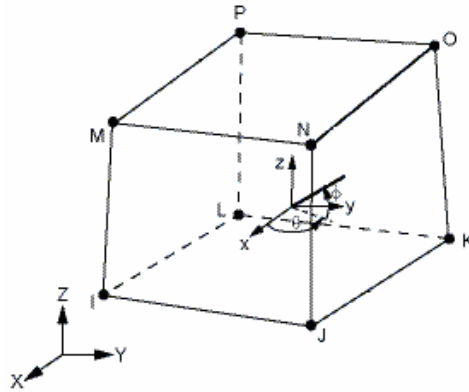


Figura 4.1: Elemento finito *solid65*. Fonte: (Documentação do ANSYS).

#### 4.1.2. Elemento *solid45*

Foi utilizado na discretização das peças de madeira e também dos conectores de cisalhamento. O elemento *solid45* também consiste num elemento hexaédrico, com oito nós, tendo cada nó três graus de liberdade (translações segundo os eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ ), e permite ainda a consideração de efeitos importantes como, por exemplo, plasticidade e ortotropia para os materiais.

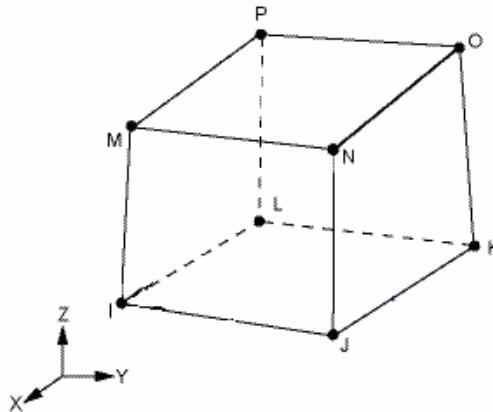


Figura 4.2: Elemento finito *solid45*. Fonte: Documentação do ANSYS.

#### 4.1.3. Elemento *link8*

Foi utilizado na discretização das armaduras de aço. O elemento *link8* consiste num elemento tridimensional de barra, que possui dois nós, cada nó com três graus de liberdade (translações segundo os eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ ), e responde a esforços de tração e compressão axiais. O eixo “ $x$ ” do elemento é orientado segundo o seu comprimento e nenhuma flexão no

elemento é considerada. Porém, é possível admitir a ocorrência de deformação plástica para o material.

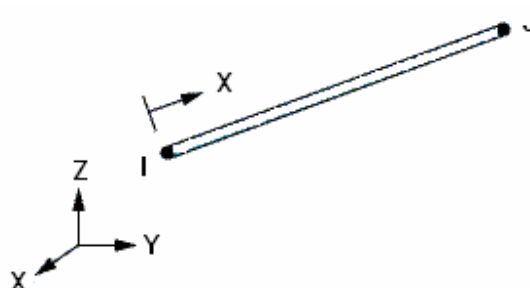


Figura 4.3: Elemento finito *link8*. Fonte: Documentação do ANSYS.

#### 4.1.4. Elementos *conta173* e *targe170*

Estes elementos foram utilizados a fim de representar os contatos existentes com possíveis deslocamentos nas seguintes interfaces: madeira-concreto, aço-concreto e aço-madeira. Esses elementos são utilizados em análises tridimensionais, com contato do tipo superfície-superfície, que surge do trabalho em conjunto dos elementos *targe170* (definido pelo ANSYS como superfície alvo) e *conta173* (definido como superfície de contato). Esses elementos são capazes de simular a existência de pressão entre os elementos, quando há contato, e separação entre os mesmos elementos quando não há contato. O par de contato utilizado permite ainda a consideração do atrito entre as partes.

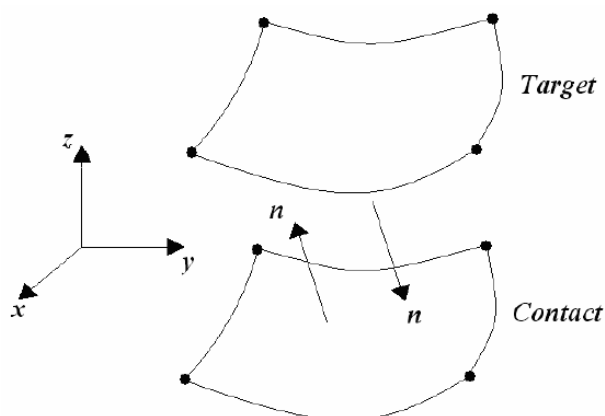


Figura 4.4: Elementos finitos *conta173* e *targe170*.

## 4.2. Definição da malha de elementos finitos

Os modelos desenvolvidos neste trabalho foram constituídos por três principais grupos de elementos: peças de concreto, peças de madeira e conectores de cisalhamento. Nos elementos referentes as peças de concreto foram incluídas as armaduras de acordo

com as disposições apresentadas nos ensaios experimentais. Um quarto grupo de elementos foi constituído pelos elementos de contato na interface entre os materiais. Todos os elementos utilizados foram discretizados separadamente, porém de forma a coincidir os nós de cada um na interface entre eles, possibilitando o acoplamento entre tais elementos, realizado por meio destes nós.

As malhas dos elementos foram geradas e discretizadas no software TrueGrid, versão 2.10, sendo posteriormente exportadas para o ANSYS, onde receberam as correspondentes propriedades dos materiais, condições de vinculação e carregamentos, necessárias para a análise dos sistemas mistos em questão.

Vale ressaltar, que o TrueGrid foi uma ferramenta fundamental na geração das malhas dos elementos, principalmente devido a necessidade de obtenção de um maior grau de refinamento nas regiões das conexões, o que não foi possível de ser conseguido somente com a utilização das ferramentas do ANSYS.

Tendo-se em vista a dificuldade de construção e de análise dos modelos numéricos, foram criados scripts, contendo as seqüências de comandos, os quais foram executados pelo ANSYS, permitindo-se assim a geração e análise automática dos modelos.

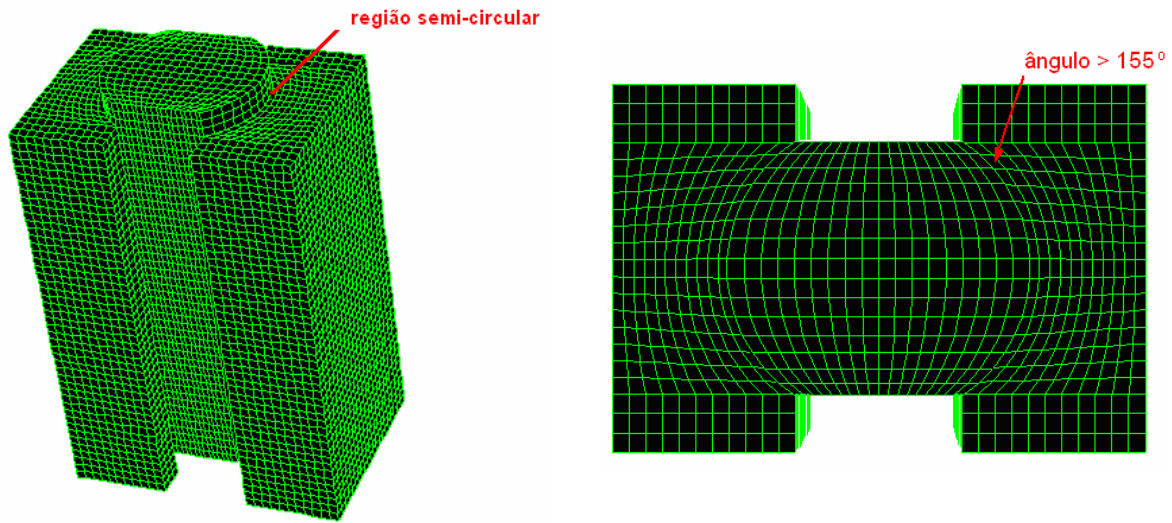
Os comandos necessários para a análise dos modelos numéricos no ANSYS foram escritos em função das propriedades elásticas e plásticas dos materiais, do comportamento das curvas tensão versus deformação experimentais, entre outros, os quais variam de um modelo para outro. Os referidos scripts estão apresentados nos Apêndices E, F, G e H, e foram desenvolvidos, inclusive, para que possam ser novamente utilizados em pesquisas futuras que venham dar continuidade ao presente trabalho, ou em qualquer outro trabalho que venha a ter interesse nesse procedimento de construção de modelos numéricos.

A conversão da linguagem de programação do TrueGrid para o ANSYS foi realizada através da utilização do software TGEEdit.

#### **4.2.1. Dificuldades encontradas durante a definição das malhas**

Inicialmente, foi avaliada a possibilidade da construção e análise do modelo completo de corpo-de-prova misto, com suas dimensões reais, correspondentes àquelas admitidas nos ensaios experimentais. Porém, o ANSYS, durante a importação das malhas geradas pelo TrueGrid, neste caso, acusou a existência de erros, sendo estes erros referentes à limitações dos ângulo das malhas. Esses erros foram verificados principalmente para regiões semi-circulares das malhas utilizadas no modelo real. O valor máximo, permitido pelo ANSYS, para os ângulos das malha, neste caso, foi igual a  $155^\circ$ , enquanto que os ângulos das malhas, gerados pelo TrueGrid, e que estavam sendo importados, excediam o

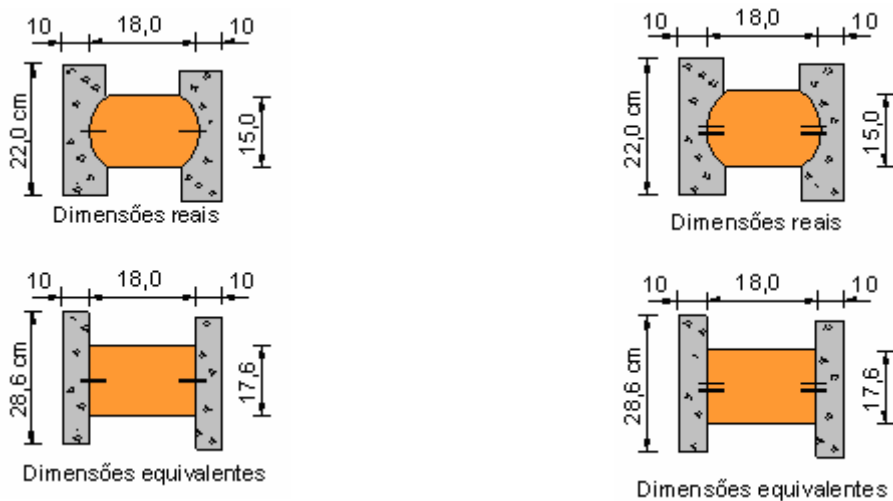
referido valor limite, impossibilitando assim a geração das malhas para os modelos de corpo-de-prova na sua forma real.



a) Modelo completo de corpo-de-prova com base nas dimensões reais de ensaio.      b) Malhas das faces semi-circulares com ângulos apresentando valores superiores a 155°

**Figura 4.5:** Discretização da malha no TrueGrid para o modelo completo de corpo-de-prova misto.

Na tentativa de corrigir essas divergências foram analisadas várias outras disposições para as malhas dos elementos. Porém, o valor de 167,9° foi o menor valor conseguido para os ângulos durante a discretização no TrueGrid, neste caso. A solução encontrada foi a utilização de um modelo de corpo-de-prova com dimensões equivalentes às dimensões reais, como apresentado na Figura 4.6.



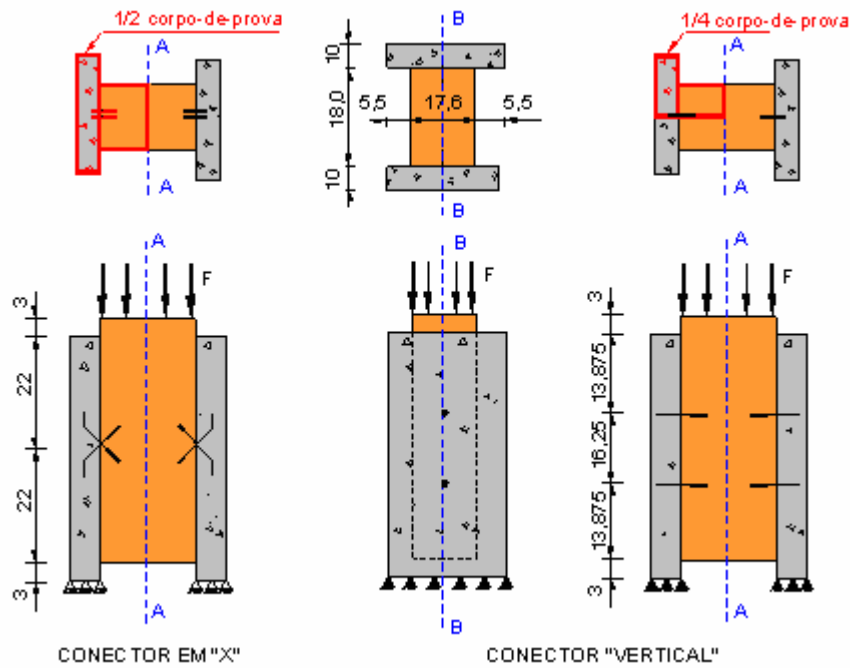
a) Corpo-de-prova misto com conectores “verticais”

b) Corpo-de-prova misto com conectores dispostos em “X”.

**Figura 4.6:** Detalhes dos corpos-de-prova mistos com dimensões equivalentes às dimensões reais.

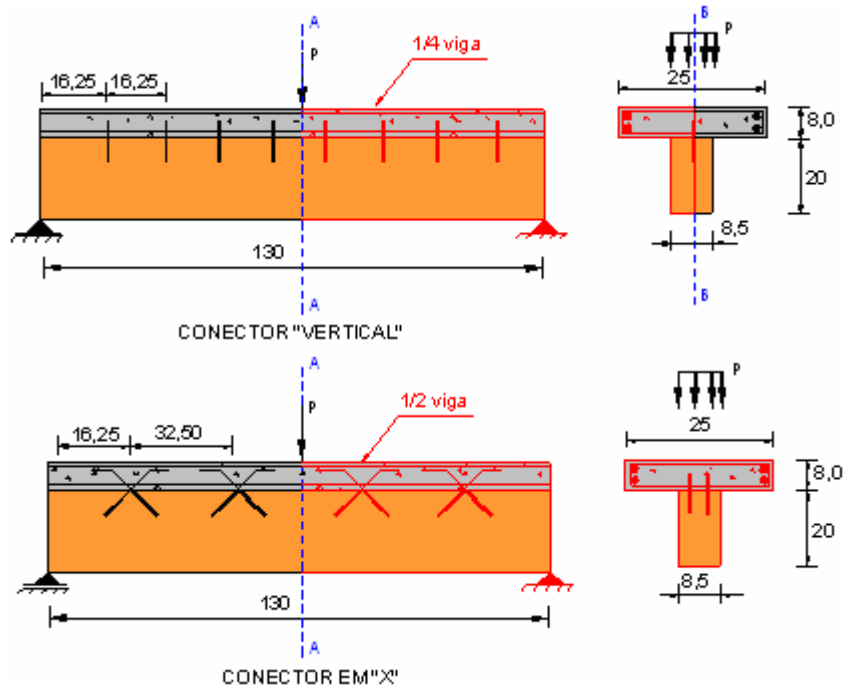
Para diminuição do tempo de processamento dos modelos, optou-se ainda pela modelagem de ¼ de estrutura, no caso dos corpos-de-provas mistos com conectores

“verticais”, e pela modelagem de  $\frac{1}{2}$  estrutura, no caso dos corpos-de-prova com conectores em “X”, tendo-se em vista as possíveis condições de simetria, nestes casos.



**Figura 4.7:** Esquema de simetria, vinculação e carregamentos, com destaque (cor vermelha) das regiões consideradas na composição dos modelos dos corpos-de-prova mistos.

Para as vigas, também optou-se pela modelagem de  $\frac{1}{4}$  de estrutura, no caso das vigas com conectores “verticais”, e pela modelagem de  $\frac{1}{2}$  estrutura, no caso das vigas com conectores em dispostos em “X”, como mostra a Figura 4.8.

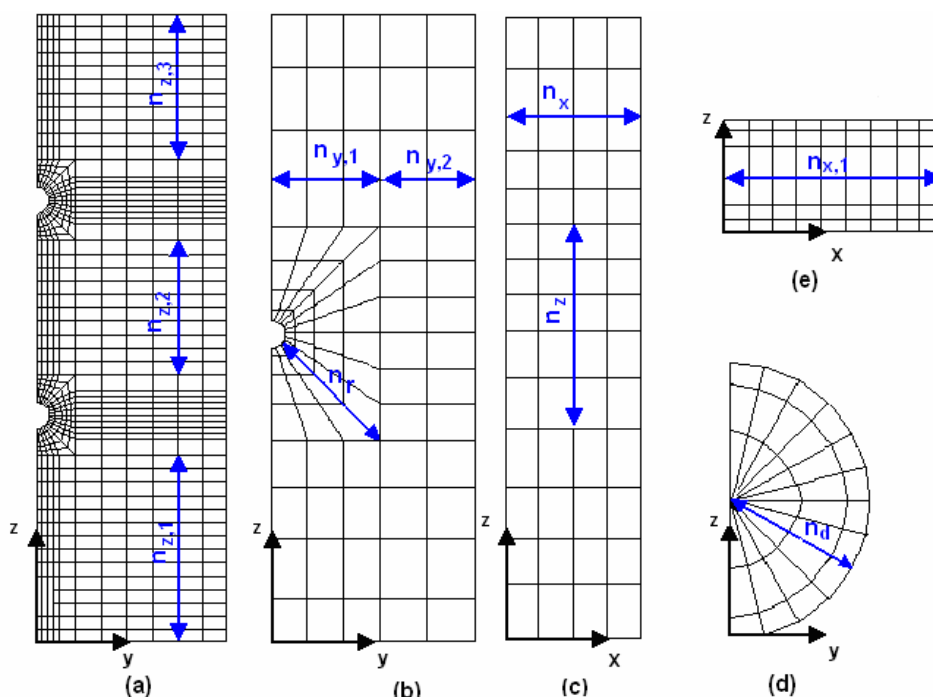


**Figura 4.8:** Esquema de simetria, vinculação e carregamentos, com destaque (cor vermelha) das regiões consideradas na composição dos modelos de vigas mistas.

## 4.2.2. Discretização das malhas dos elementos finitos

As malhas dos modelos numéricos foram analisadas a partir de diferentes níveis de refinamento, até que os resultados conduzissem a respostas satisfatórias em termos de deslocamentos e de deformações. O refinamento das malhas, em cada uma das direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  (eixos de coordenadas do ANSYS), foi definido por “dez” principais parâmetros, no caso dos modelos de corpo-de-prova com conectores “verticais”, e por “quatorze” parâmetros, no caso dos modelos de corpos-de-prova com conectores em “X”, conforme apresentados na Figura 4.9 e na Figura 4.10, apresentadas na sequência.

Na Figura 4.9, os parâmetros relacionados em (a), (b) e (c) são referentes às peças de madeira como também de concreto, enquanto que os parâmetros relacionados em (d) e (e) referem-se à discretização dos conectores “verticais” de aço. Na Figura 4.10, os parâmetros relacionados em (a) são referentes às peça de concreto, em (b) às peça de madeira, em (c) e (d) às peça de madeira como também de concreto, e em (e) às discretizações dos conectores de aço dispostos em “X”.



**Figura 4.9:** Parâmetros utilizados na definição das malhas dos elementos nos modelos de corpos-de-prova mistos com conectores “verticais”.

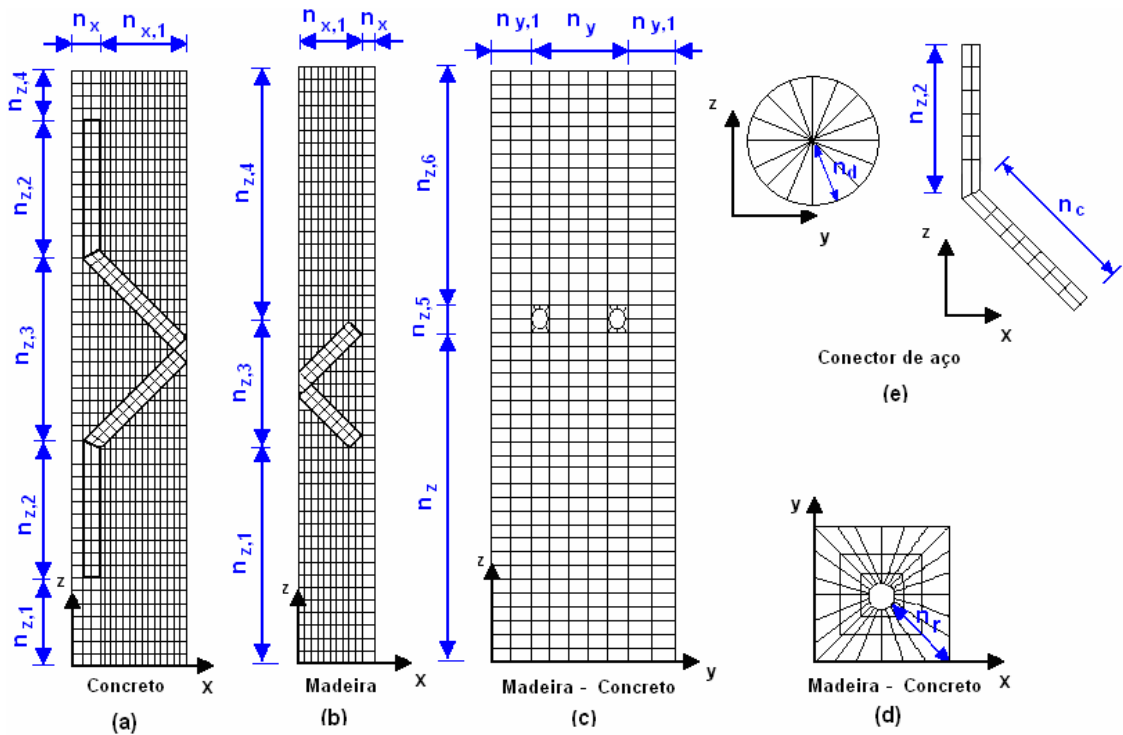
onde:

$n_x$  = número de elementos na direção da espessura do corpo-de-prova (madeira ou concreto);

$n_{x,1}$  = número de elementos na direção do comprimento do conector;

$n_{y,1}$  = número de elementos na direção da largura do corpo-de-prova (madeira ou concreto) para as regiões das conexões;

- $n_{y,2}$  = número de elementos na direção da largura do corpo-de-prova (madeira ou concreto);
- $n_z$  = número de elementos na direção da altura do corpo-de-prova (madeira ou concreto) para as regiões das conexões;
- $n_{z,1}$  = número de elementos na direção da altura do corpo-de-prova para a região inferior (madeira ou concreto);
- $n_{z,2}$  = número de elementos na direção da altura do corpo-de-prova para a região central (madeira ou concreto);
- $n_{z,3}$  = número de elementos na direção da altura do corpo-de-prova para a região superior (madeira ou concreto);
- $n_r$  = número de elementos na direção do raio dos conectores;
- $n_d$  = número de elementos na direção da espessura do conector.



**Figura 4.10:** Parâmetros utilizados na definição das malhas dos elementos nos modelos de corpos-de-prova mistos com conectores dispostos em “X”.

onde:

- $n_x$  = número de elementos de extremidade na direção da espessura do elemento (concreto ou madeira);
- $n_{x,1}$  = número de elementos na direção da espessura do elemento (concreto ou madeira);
- $n_y$  = número de elementos centrais na direção da largura do elemento (concreto ou madeira);

$n_{y,1}$  = número de elementos nas extremidades na direção da largura do elemento (concreto ou madeira);

$n_z$  = número de elementos na extremidade inferior, abaixo da linha de conectores, na direção da altura do elemento (madeira ou concreto);

$n_{z,1}$  = número de elementos na extremidade inferior, na direção da altura do elemento (madeira ou de concreto);

$n_{z,2}$  = número de elementos na região vertical do conector na direção da altura do elemento (concreto);

$n_{z,3}$  = número de elementos centrais na direção da altura do elemento (madeira ou concreto);

$n_{z,4}$  = número de elementos na extremidade superior na direção da largura do elemento (concreto ou madeira);

$n_{z,5}$  = número de elementos centrais, na linha de conectores, na direção da altura do elemento (concreto ou de madeira);

$n_{z,6}$  = número de elementos na extremidade superior, acima da linha de conectores, na direção da altura do elemento (madeira ou concreto);

$n_c$  = número de elementos, na direção inclinada do conector, considerando os trechos de madeira e também de concreto;

$n_r$  = número de elementos na direção do raio dos conectores (madeira ou concreto);

$n_d$  = número de elementos na direção da espessura do conector.

A Tabela 4.1 apresenta quatro diferentes configurações de malhas, avaliadas para o modelo de corpo-de-prova misto com conectores “verticais”. Os valores seguidos do símbolo <sup>(c)</sup> referem-se às peças de concreto, e os valores acompanhados do símbolo <sup>(m)</sup> são referentes às peças de madeira.

**Tabela 4.1:** Malhas testadas para os modelos de corpo-de-prova mistos com conectores “verticais”.

malha	$n_x$	$n_{x,1}$	$n_{y,1}$	$n_{y,2}$	$n_z$	$n_{z,1}$	$n_{z,2}$	$n_{z,3}$	$n_r$	$n_d$
m1	12 <sup>(c)</sup>	12 <sup>(c)</sup>	3 <sup>(c)</sup>	4 <sup>(c)</sup>	4 <sup>(c)</sup>	12 <sup>(c)</sup>	8 <sup>(c)</sup>	9 <sup>(c)</sup>	3 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>
	18 <sup>(m)</sup>	18 <sup>(m)</sup>	3 <sup>(m)</sup>	4 <sup>(m)</sup>	4 <sup>(m)</sup>	9 <sup>(m)</sup>	8 <sup>(m)</sup>	12 <sup>(m)</sup>	3 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>
m2	14 <sup>(c)</sup>	14 <sup>(c)</sup>	3 <sup>(c)</sup>	4 <sup>(c)</sup>	6 <sup>(c)</sup>	12 <sup>(c)</sup>	8 <sup>(c)</sup>	9 <sup>(c)</sup>	3 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>
	20 <sup>(m)</sup>	20 <sup>(m)</sup>	3 <sup>(m)</sup>	4 <sup>(m)</sup>	6 <sup>(m)</sup>	9 <sup>(m)</sup>	8 <sup>(m)</sup>	12 <sup>(m)</sup>	3 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>
m3	18 <sup>(c)</sup>	18 <sup>(c)</sup>	5 <sup>(c)</sup>	6 <sup>(c)</sup>	10 <sup>(c)</sup>	14 <sup>(c)</sup>	10 <sup>(c)</sup>	11 <sup>(c)</sup>	5 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>
	24 <sup>(m)</sup>	24 <sup>(m)</sup>	5 <sup>(m)</sup>	6 <sup>(m)</sup>	10 <sup>(m)</sup>	11 <sup>(m)</sup>	10 <sup>(m)</sup>	14 <sup>(m)</sup>	5 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>
m4	20 <sup>(c)</sup>	20 <sup>(c)</sup>	7 <sup>(c)</sup>	8 <sup>(c)</sup>	10 <sup>(c)</sup>	16 <sup>(c)</sup>	12 <sup>(c)</sup>	13 <sup>(c)</sup>	6 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>
	26 <sup>(m)</sup>	26 <sup>(m)</sup>	7 <sup>(m)</sup>	8 <sup>(m)</sup>	10 <sup>(m)</sup>	13 <sup>(m)</sup>	12 <sup>(m)</sup>	16 <sup>(m)</sup>	6 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>

Os resultados obtidos para a configuração m1 foram diferentes dos resultados obtidos para as demais configurações m2, m3 e m4, que foram mais discretizadas. Porém, os resultados obtidos para a configuração m1 foram similares aos obtidos para a configuração m2. Observou-se também uma maior estabilidade numérica para as



configurações m3 e m4 com relação às configurações m1 e m2. Os resultados obtidos para as configurações m3 e m4 foram praticamente os mesmos mas, no entanto, o tempo de processamento para a configuração m4 foi três vezes maior que o tempo de processamento da configuração m3. Por essas razões, optou-se pela utilização da configuração m3 na modelagem dos corpos-de-prova mistos e também das vigas mistas com conectores “verticais”.

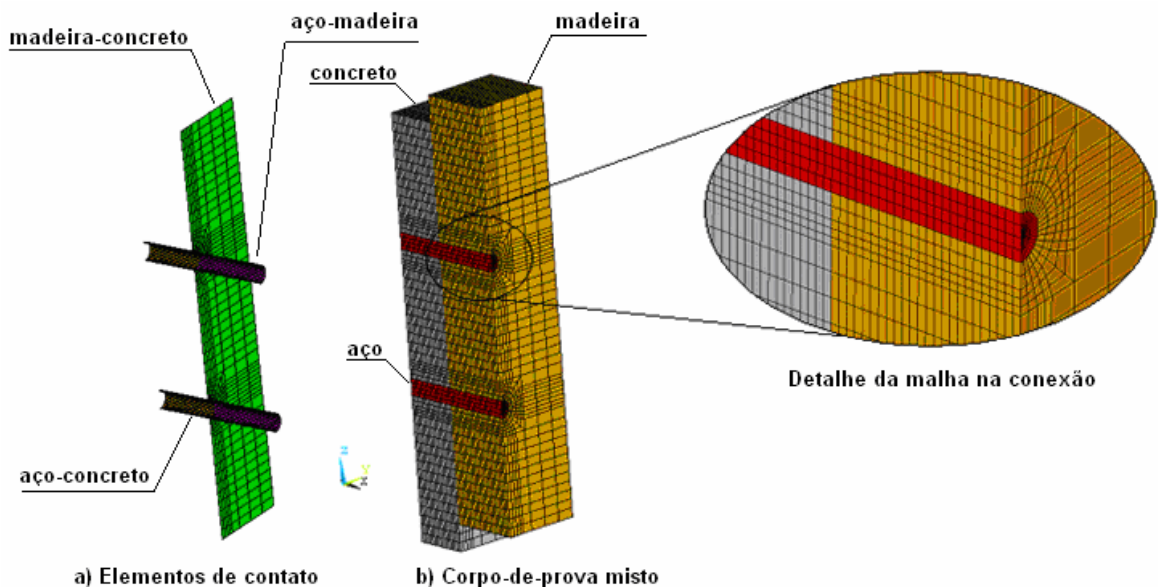
A Tabela 4.2 apresenta duas diferentes configurações de malhas, avaliadas inicialmente para a composição do modelo de corpo-de-prova misto com conectores dispostos em “X”. Neste caso, as configurações m1 e m2 apresentaram resultados semelhantes, mas, a convergência dos resultados a partir da consideração da configuração m2 foram melhores. Portanto, para os modelos que utilizaram conectores dispostos em “X” considerou-se a configuração m2.

**Tabela 4.2:** Malhas testadas para os modelos de corpo-de-prova mistos com conectores em “X”.

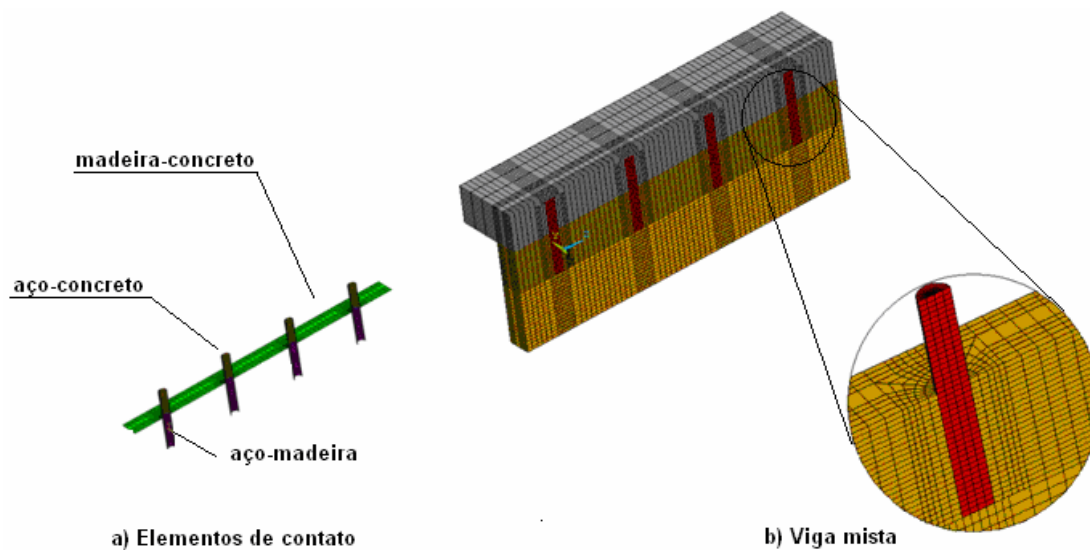
malha	$n_x$	$n_{x,1}$	$n_y$	$n_{y,1}$	$n_z$	$n_{z,1}$	$n_{z,2}$	$n_{z,3}$	$n_{z,4}$	$n_{z,5}$	$n_{z,6}$	$n_r$	$n_c$	$n_d$
m1	3 <sup>(c)</sup>	7 <sup>(c)</sup>	5 <sup>(c)</sup>	7 <sup>(c)</sup>	24 <sup>(c)</sup>	7 <sup>(c)</sup>	10 <sup>(c)</sup>	14 <sup>(c)</sup>	4 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>	21 <sup>(c)</sup>	3 <sup>(c)</sup>	8 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>
	2 <sup>(m)</sup>	5 <sup>(m)</sup>	5 <sup>(m)</sup>	4 <sup>(m)</sup>	21 <sup>(m)</sup>	17 <sup>(m)</sup>	-	10 <sup>(m)</sup>	20 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>	24 <sup>(m)</sup>	3 <sup>(m)</sup>	5 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>
m2	3 <sup>(c)</sup>	14 <sup>(c)</sup>	5 <sup>(c)</sup>	7 <sup>(c)</sup>	24 <sup>(c)</sup>	7 <sup>(c)</sup>	10 <sup>(c)</sup>	14 <sup>(c)</sup>	4 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>	21 <sup>(c)</sup>	2 <sup>(c)</sup>	15 <sup>(c)</sup>	1 <sup>(c)</sup>
	1 <sup>(m)</sup>	10 <sup>(m)</sup>	5 <sup>(m)</sup>	4 <sup>(m)</sup>	21 <sup>(m)</sup>	17 <sup>(m)</sup>	-	10 <sup>(m)</sup>	20 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>	24 <sup>(m)</sup>	2 <sup>(m)</sup>	9 <sup>(m)</sup>	1 <sup>(m)</sup>

### 4.2.3. Modelos numéricos analisados

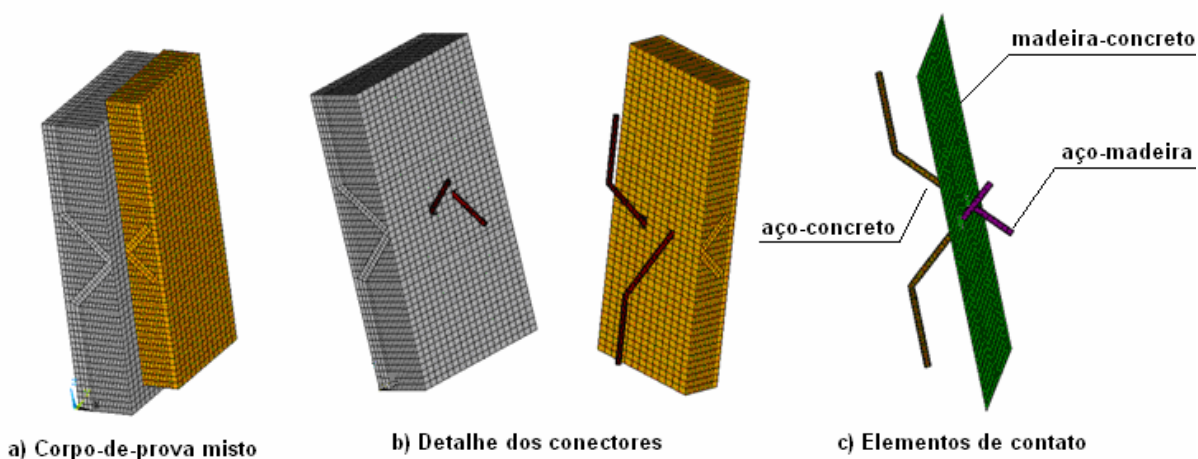
Na seqüência são apresentados os modelos de corpos-de-prova mistos e de vigas mistas analisados com conectores “verticais” e dispostos em “X”, construídos com base nas configurações m3 e m2, respectivamente. São também ilustrados os pares de contato admitidos para cada caso na interface dos materiais.



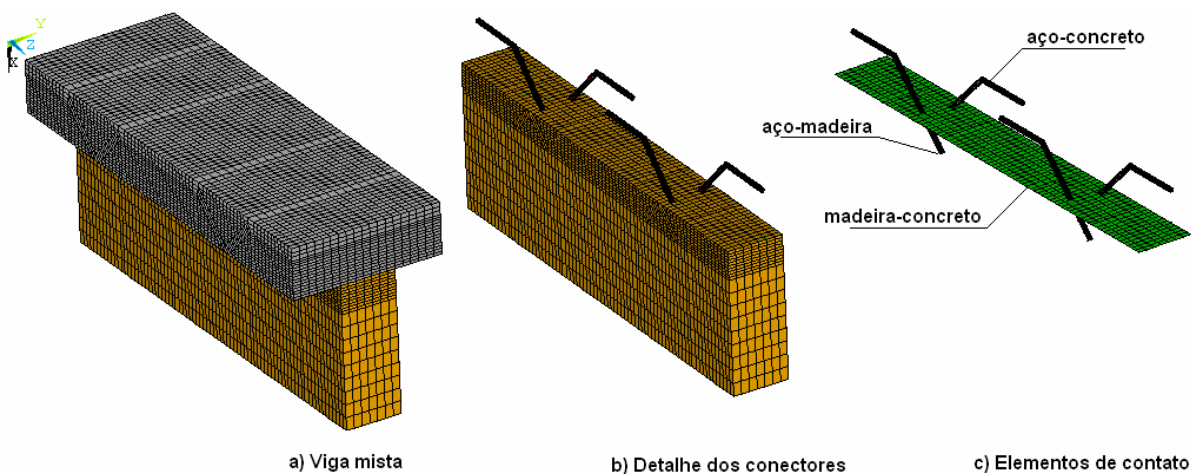
**Figura 4.11:** Modelo de corpo-de-prova misto com conectores “verticais” (modelagem de ¼ da estrutura).



**Figura 4.12:** Modelo de viga mista com conectores “verticais” (modelagem de 1/4 da estrutura).



**Figura 4.13:** Modelo de corpo-de-prova misto com conectores em “X” (modelagem de 1/2 estrutura).



**Figura 4.14:** Modelo de viga mista com conectores em “X” (modelagem de 1/2 estrutura).

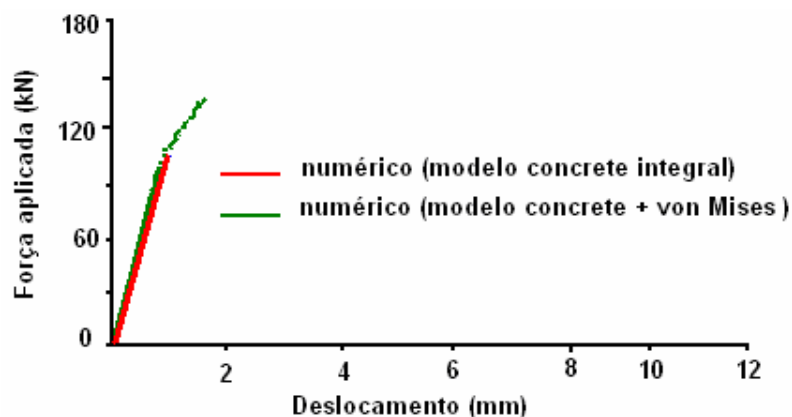
### 4.3. Relações constitutivas utilizadas para os materiais

#### 4.3.1. Concreto

O comportamento do concreto na tração foi representado pelo *modelo concrete*, disponibilizado na biblioteca do ANSYS, que tem como base o modelo de Willan-Warnke, através do qual é possível a simulação da fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração. Os parâmetros necessários para a utilização deste modelo foram:

- coeficiente de transferência de cisalhamento para a fissura aberta;
- coeficiente de transferência de cisalhamento para a fissura fechada;
- resistência última uniaxial à tração ( $f_t$ );
- resistência última uniaxial à compressão ( $f_c$ );
- resistência última biaxial à compressão ( $f_{cb}$ );
- estado de tensão hidrostática ambiente ( $\sigma_{ha}$ );
- resistência última biaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático ( $f_1$ );
- resistência última uniaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático ( $f_2$ );
- coeficiente multiplicador de rigidez para condição fissurada na tração.

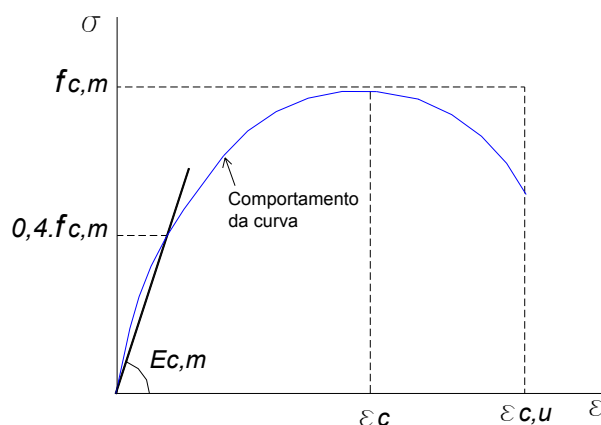
Com base no trabalho de KOTINDA (2004), foram adotados para os dois primeiros parâmetros do modelo, os valores 0,2 e 0,6, respectivamente. Para o terceiro parâmetro foi adotado o valor de 10% da resistência do concreto na compressão. Os últimos cinco parâmetros foram omitidos, permitindo-se ao ANSYS admitir valores pré estabelecidos para os mesmos. A resposta do concreto na compressão, disponibilizada pelo *modelo concrete*, foi desabilitada estipulando-se para tanto, neste modelo,  $f_c$  igual a -1. Admitiu-se, assim, o critério de plastificação de von Mises para o concreto na compressão. Essa estratégia foi adotada em função das instabilidades numéricas ocorridas quando da utilização do *modelo concrete* na sua forma integral, como pode ser observado na Figura 4.15.



**Figura 4.15:** Comparação entre os modelos numéricos disponibilizados pelo ANSYS, para o corpo-de-prova CP12-VR2, com força estática aplicada de 179,55kN.

Observou-se que quando se utilizou apenas o *modelo concreto*, na sua forma integral, o processamento numérico foi interrompido no final do trecho linear da curva Força versus Deslocamento, enquanto que com a utilização do critério de von Mises na compressão, foram alcançados níveis mais elevados de carregamentos.

O modelo constitutivo adotado para o concreto na compressão foi do tipo multilinear com encruamento isótropo. A curva tensão-deformação utilizada, neste caso, foi obtida a partir de ensaios experimentais, realizados em corpos-de-prova cilíndricos de concreto, com dimensões de 10cmx20cm.



**Figura 4.16:** Modelo constitutivo adotado para o concreto.

Para curva apresentada na Figura 4.16,  $f_{cm}$  é o valor médio de resistência à compressão do concreto para corpo-de-prova cilíndrico,  $\epsilon_c$  a deformação correspondente à tensão máxima de compressão,  $\epsilon_{c,u}$  a deformação última na compressão e,  $E_{c,m}$ , o módulo secante de elasticidade do concreto.

### 4.3.2. Madeira

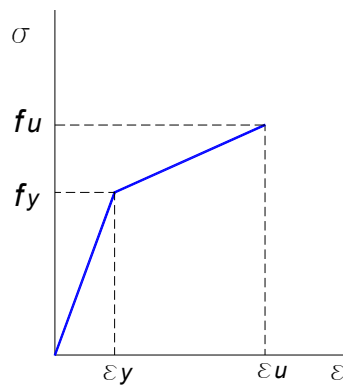
Na primeira tentativa de modelagem da madeira, admitiu-se para o material um comportamento isotrópico (mesmas propriedades físicas independentemente da direção considerada), com critério de resistência de von Mises, associado ao encruamento isótropo. Porém, os resultados obtidos para a curva Força versus Deslocamento, neste caso, não foram satisfatórios.

Optou-se então pela consideração de um comportamento ortotrópico (diferentes propriedades físicas para cada uma das três direções consideradas) para a madeira, com a utilização do critério de resistência de Hill, associado ao encruamento isótropo.

O critério de Hill é uma extensão do critério de von Mises (critério da máxima energia de distorção), para consideração da anisotropia dos materiais, onde a ruptura do material

independe das tensões hidrostáticas e considera, neste caso, uma regra de fluxo associada, um endurecimento de trabalho, junto com diferentes tensões de plastificação nas três direções principais do material.

O modelo constitutivo, adotado para a madeira, simula um comportamento elasto-plástico, através de curvas bi-lineares, dependendo das direções principais do material, conforme apresentado na Figura 4.17.



**Figura 4.17:** Modelo constitutivo adotado para a madeira.

A modelagem da madeira exigiu a utilização de um total de 21 constantes, sendo estas constantes referentes às propriedades físicas, elásticas e plásticas da madeira.

Por simplicidade, os comportamentos da madeira na tração e na compressão foram considerados iguais. Além disso, nenhuma distinção foi feita entre as direções radial e tangencial (isotropia transversal) e os valores considerados, neste caso, corresponderam à direção perpendicular às fibras da madeira (direção radial).

As propriedades elásticas da madeira foram obtidas através de ensaios experimentais realizados em corpos-de-madeira e em vigas de madeira.

As relações entre as propriedades elásticas da madeira foram admitidas com base nos trabalhos desenvolvidos por BALLARIN e NOGUEIRA (2003), e também na norma de madeiras NBR 7190/1997.

Os valores das propriedades plásticas da madeira, assim como as relações entre eles, foram tomados com base nos trabalhos de DIAS (2005) e FLORES, RIOSECO e MATAMAL (2007).

Admitiu-se no presente trabalho, para o valor da tensão última de plastificação da madeira ( $\sigma_z$ ), na direção das fibras, o valor da resistência da madeira na compressão.

No ANSYS, o eixo de coordenadas “z” correspondeu à direção longitudinal das fibras da madeira, o eixo “y” à direção radial, e o eixo “x” à direção tangencial.

Todas as constantes utilizadas para a modelagem numérica da madeira, assim como as relações utilizadas entre elas, estão apresentadas na sequência.

- **Propriedades elásticas da madeira:**

$E_x^\pm$  = módulo de elasticidade na direção tangencial;

$E_y^\pm$  = módulo de elasticidade na direção radial;

$E_z^\pm$  = módulo de elasticidade na direção longitudinal (compressão);

$\nu_{xy}$  = coeficiente de Poisson no plano xy;

$\nu_{yz}$  = coeficiente de Poisson no plano yz;

$\nu_{xz}$  = coeficiente de Poisson no plano xz;

$G_{xy}$  = módulo de elasticidade transversal no plano xy;

$G_{yz}$  = módulo de elasticidade transversal no plano yz;

$G_{xz}$  = módulo de elasticidade transversal no plano xz;

- **Propriedades plásticas da madeira:**

$\sigma_x^\pm$  = tensão de plastificação (tração e compressão) na direção x;

$\sigma_y^\pm$  = tensão de plastificação (tração e compressão) na direção y;

$\sigma_z^\pm$  = tensão de plastificação (tração e compressão) na direção z;

$E_{Tx}^\pm$  = módulo tangente (tração e compressão) na direção x;

$E_{Ty}^\pm$  = módulo tangente (tração e compressão) na direção y;

$E_{Tz}^\pm$  = módulo tangente (tração e compressão) na direção z;

$\tau_{xy}$  = tensão cisalhante de plastificação na direção xy;

$\tau_{yz}$  = tensão cisalhante de plastificação na direção yz;

$\tau_{xz}$  = tensão cisalhante de plastificação na direção xz;

$G_{Txy}$  = módulo tangente de corte no plano xy;

$G_{Tyz}$  = módulo tangente de corte no plano yz;

$G_{Txz}$  = módulo tangente de corte no plano xz;

- **Relações admitidas entre as propriedades elásticas da madeira:**

$E_x = E_y = (E_z/10)$ ;

$G = G_{xy} = G_{yz} = G_{xz} = (E_z/20)$ ;

$\nu_{xy} = 0,23$ ;  $\nu_{yz} = \nu_{xz} = 0,013$

$G_{Txy} = G_{Tyz} = 1,8$ ;  $G_{Txz} = 0,0018$

- **Relações admitidas entre as propriedades plásticas da madeira:**

$\sigma_z = f_{c0,m} = f_u$

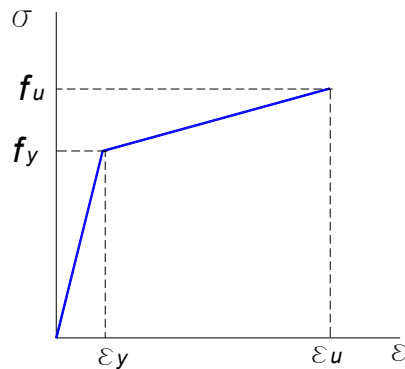
$(\sigma_y / \sigma_z) = (\sigma_x / \sigma_z) = 0,19$

$\tau_{xy} = \tau_{yz} = 0,38\sigma_z$ ;  $\tau_{xz} = 0,038\sigma_z$

$E_{Tx} = E_{Ty} = 0,41$ ;  $E_{Tz} = 28$

### 4.3.3. Aço dos conectores

Para os conectores de cisalhamento foi adotado um modelo bi-linear, com encruamento isótropo, e critério de plastificação de von Mises, conforme Figura 4.18.

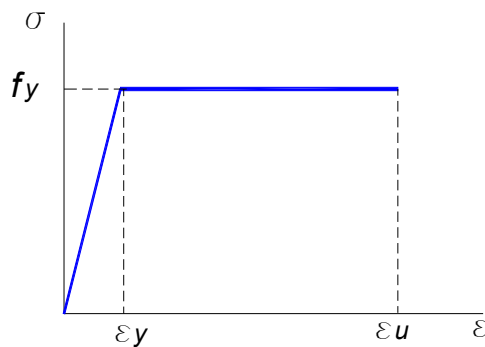


**Figura 4.18:** Modelo constitutivo adotado para o aço dos conectores.

A caracterização do comportamento isotrópico admitido para do aço exigiu a utilização de quatro constantes:  $E$  (Módulo de elasticidade),  $\sigma_p$  (tensão de plastificação),  $E_T$  (módulo tangente) e  $\nu$  (coeficiente de Poisson). Os valores das referidas constantes, neste caso, foram os mesmo utilizados por FLORES, RIOSECO e MATAMAL (2007).

### 4.3.4. Aço da armadura

A relação constitutiva utilizada para o aço da armadura também seguiu o critério de von Mises, sendo representada, neste caso, por meio da curva tensão versus deformação, com base em um modelo elasto-plástico perfeito, como esquematizado na Figura 4.19. A fim de evitar problemas numéricos no trecho da curva que vai de  $\epsilon_y$  a  $\epsilon_u$  foi considerada uma pequena inclinação de  $E/1000$ .



**Figura 4.19:** Modelo constitutivo adotado para o aço da armadura.

### 4.3.5. Características dos elementos de contato

Como já mencionado, os contatos entre os elementos madeira-concreto, aço-madeira e aço-concreto foram estabelecidos pela utilização dos elementos *conta173* (utilizado como superfície de contato) e *targe170* (utilizado como superfície alvo), disponibilizados na biblioteca do ANSYS.

Para se estabelecer a rigidez entre ambas as superfícies, alvo e contato, foi necessário informar ao ANSYS o valor do fator de rigidez normal de contato, identificado por meio do parâmetro FKN. Este parâmetro controla a intensidade de penetração e também o afastamento entre ambas as superfícies, razão pela qual tem grande influência na convergência durante o processamento do modelo. O valor admitido para o parâmetro FKN, neste caso, foi igual a 1,0 (default do ANSYS).

O método de solução para o contato impõe penetração nula quando o contato está fechado (existe contato entre as partes). O status do contato, fechado ou aberto, é estabelecido pelo parâmetro de controle *ftoln* (valor mínimo de penetração para que o contato seja considerado como fechado). O valor adotado para o parâmetro *ftoln*, neste caso, foi de 0,1 (default do ANSYS).

O valor do coeficiente de atrito, admitido entre o par de contato aço-concreto, no caso dos modelos que utilizaram conectores “verticais”, foi de 0,6, conforme LEONHARDT (1977). Entre o par de contato aço-madeira, o valor do coeficiente de atrito foi de 0,50, segundo DIAS (2005) e, entre o par de contato madeira-concreto, o valor admitido foi igual a 0,01, tendo-se em vista que nos ensaios experimentais foram utilizados sacos de polietileno nesta interface com a finalidade de evitar o atrito.

Para os modelos que utilizaram conectores em “X” os valores utilizados para os coeficientes de atrito entre os pares de contato foram os seguintes: aço-concreto (0,6), aço-madeira (0,9) e madeira-concreto (0,01).

Vale ressaltar que no caso dos modelos que utilizaram conectores “verticais”, a resposta da curva força versus deslocamento foi governada, principalmente, pelo parâmetro FKN, enquanto que nos modelos com conectores em “X”, os coeficientes de atrito foram mais influentes.

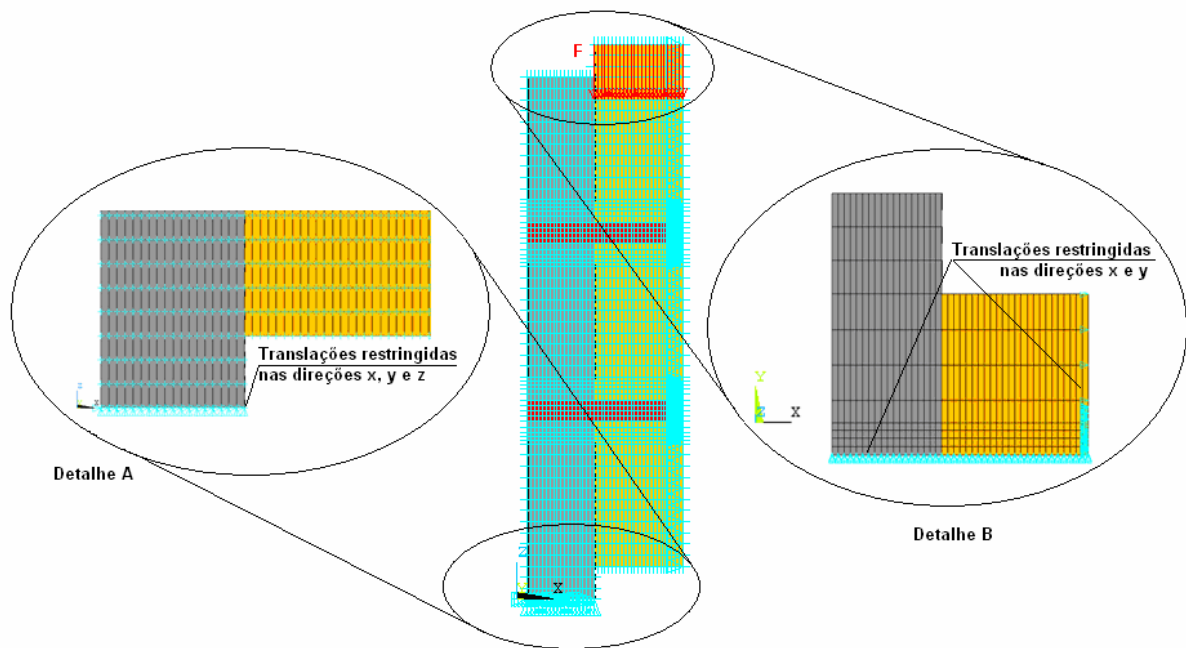
## 4.4. Condições de contorno e vinculações

No presente trabalho foram propostos quatro diferentes modelos numéricos para a análise dos sistemas mistos de conexão “vertical” e em “X”. Dois desses modelos são referentes aos corpos-de-prova mistos e os outros dois relativos às vigas mistas.

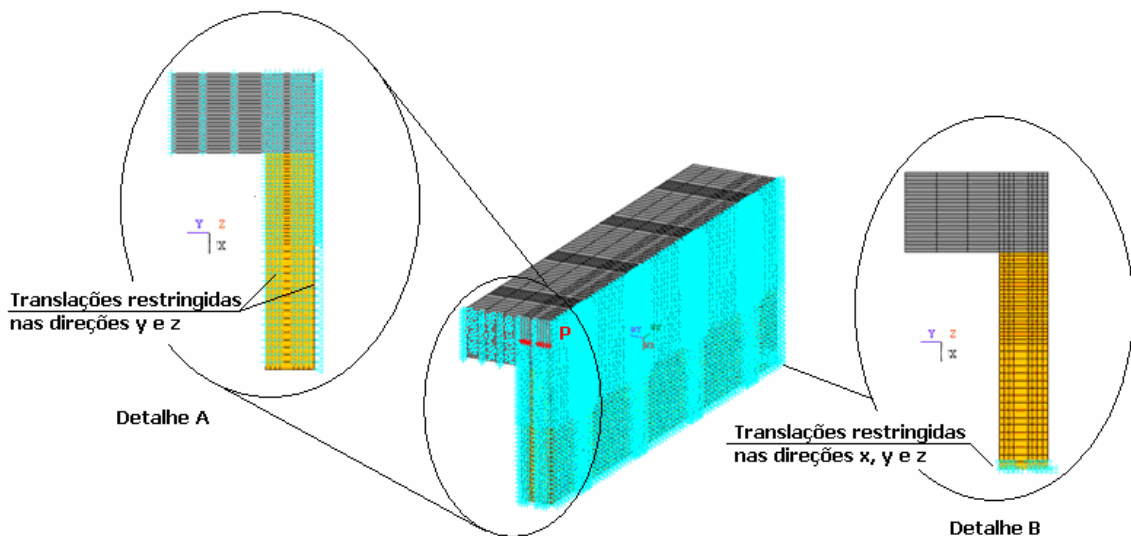
Os modelos numéricos consideraram  $\frac{1}{4}$  da estrutura, no caso dos corpos-de-prova mistos e vigas mistas com conectores “verticais”, e  $\frac{1}{2}$  estrutura, no caso dos corpos-de-



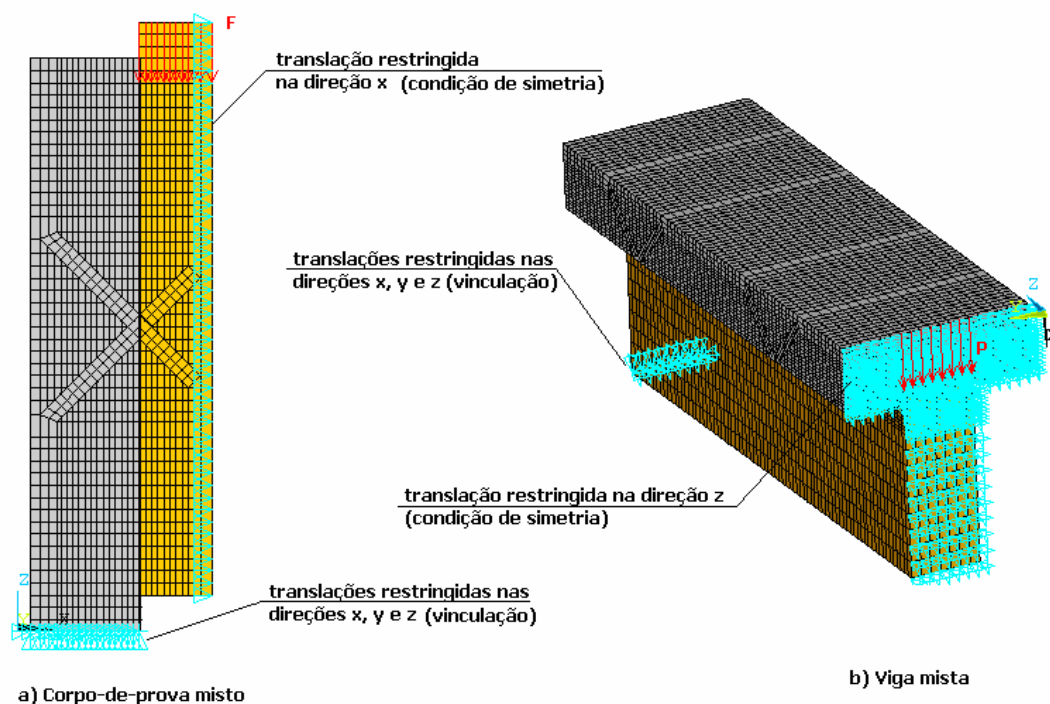
prova mistos e vigas mistas com conectores dispostos em “X”. Para garantir a estabilidade dos modelos durante a aplicação dos carregamentos foram respeitadas as condições de simetria, indicadas pelos planos AA e BB, e também de vinculação dos nós dos apoios, conforme ilustrados na Figura 4.7 e na Figura 4.8. Todos os modelos analisados foram vinculados em concordância com os ensaios experimentais. Vale lembrar que os nós dos elementos utilizados nos modelos apresentam apenas três graus de liberdade que são referentes às translações em x, y e z (coordenadas locais).



**Figura 4.20:** Vinculação no apoio, **Detalhe A** e condição de simetria, **Detalhe B** para o modelo de corpo-de-prova misto com conectores “verticais”.



**Figura 4.21:** Condição de simetria, **Detalhe A** e vinculação no apoio, **Detalhe B** para o modelo de viga mista com conectores “verticais”.



**Figura 4.22:** Condições de simetria e de vinculação nos apoios para os modelos de corpo-de-prova misto e de viga mista com conectores dispostos em “X”.

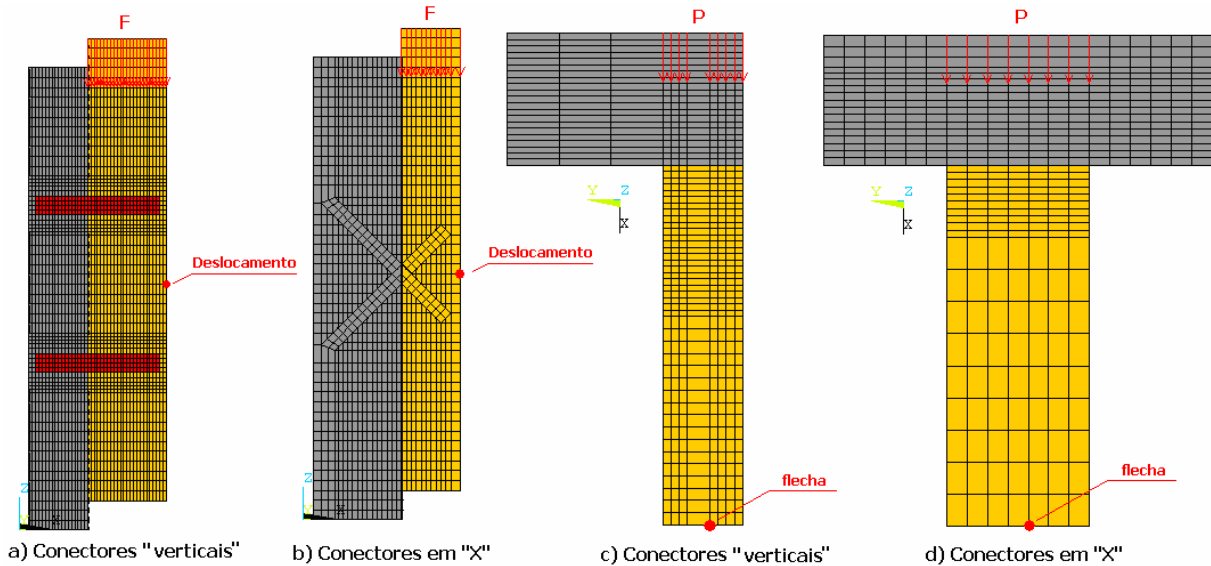
#### 4.5. Considerações sobre a aplicação dos carregamentos

A simulação numérica foi dividida em duas etapas. Na primeira efetuou-se a calibração dos modelos numéricos a partir dos carregamentos estáticos utilizados nos ensaios 6, 7, 8 e 9, aplicados com os valores últimos de ruptura para os sistemas mistos.

A validação dos modelos, no caso dos corpos-de-prova mistos, foi efetuada a partir da comparação do comportamento das curvas Força versus Deslocamento. No caso das vigas mistas, o parâmetro utilizado na validação dos modelos foi o deslocamento “vertical” (flecha), obtido experimentalmente no meio do vão em função da carga aplicada.

Numa segunda etapa, os modelos numéricos foram submetidos a carregamentos cíclicos (simulação por cargas “quasi” estáticas), variando entre 40% e 5% dos valores das resistências estáticas das ligações, para um total de 20 ciclos aplicados, no caso dos modelos de corpos-de-prova, e para um total de 10 ciclos, no caso dos modelos de vigas, com a finalidade de se verificar a perda de rigidez dos sistemas mistos, a partir da manutenção do número de ciclos de carga. Os carregamentos cíclicos foram simulados para os valores de cargas cíclicas máximas e mínimas, aplicados conforme os ensaios experimentais. O total de ciclos aplicados na análise numérica em cada um dos modelos foi definido em função das limitações de memória computacional, além da grande demanda de tempo para o processamento dos mesmos. A aplicação de um elevado número de ciclos de carga, neste caso, inviabilizaria a análise.

Na verificação da rigidez dos modelos, os deslocamentos e flechas foram verificados em concordância com os ensaios experimentais. A Figura 4.23 mostra a localização dos nós para os quais foram obtidos os valores de rigidez em função das cargas aplicadas.



**Figura 4.23:** Localização dos nós nos modelos onde foram medidos os deslocamentos (no caso dos corpos-de-prova) e flechas (no caso das vigas) após a aplicação dos ciclos de carga.

Em cada modelo a intensidade de força aplicada foi definida por meio da divisão da força de ruptura estimada na análise experimental (considerando  $\frac{1}{2}$  ou  $\frac{1}{4}$  de estrutura) pelo número de nós presentes na região relativa a aplicação da força.

#### 4.5.1. Aspectos da análise não linear

Os carregamentos nos modelos analisados foram aplicados de forma incremental, devido à consideração da não linearidade física. O incremento de carga foi controlado utilizando-se o recurso do ANSYS denominado “*Automatic Time Stepping*”.

De acordo com a documentação do ANSYS, o recurso citado reduz o valor do incremento quando a previsão do número de iterações ultrapassa o limite estabelecido, caso se obtenha incrementos de deformações plásticas maiores que 15%, ou ainda, deslocamentos excessivos.

O valor do incremento pode também ser aumentado, caso o processo venha a convergir de forma sistemática na primeira iteração.

O controle dos passos de carga foi efetuado a partir da opção “*Time increment*”, onde foram admitidos os seguintes valores: *Time Step Size* = 1,0; *Minimum Time Step* = 0,1 e *Maximum Step Size* = 1,0. Utilizou-se como parâmetro de convergência uma tolerância igual a 0,001.

## 4.6. Calibração dos modelos numéricos

Os valores das propriedades físicas, elásticas e plásticas, utilizados na calibração dos modelos numéricos estão apresentados nas tabelas que se seguem.

**Tabela 4.3:** Constantes admitidas para o aço dos conectores na calibração dos modelos numéricos.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	21000	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	50	kN/cm <sup>2</sup>
$E_T$	380	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,3	-
$\rho$	7,85E-05	kN/cm <sup>3</sup>

**Tabela 4.4:** Constantes admitidas para o aço das armaduras na calibração dos modelos numéricos.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	21000	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	50	kN/cm <sup>2</sup>
$E_T$	21	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,3	-
$\rho$	7,85E-05	kN/cm <sup>3</sup>

### 4.6.1. Modelo 1

O modelo definido como “modelo 1” correspondeu ao corpo-de-prova misto com conectores “verticais”. Este modelo foi calibrado com base nos resultados experimentais obtidos para o corpo-de-prova CP12-VR2, a partir de ensaio estático de cisalhamento. O modelo 1 está ilustrado na Figura 4.11.

**Tabela 4.5:** Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 1.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2632,34	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	2,811	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	kN/cm <sup>3</sup>

**Tabela 4.6:** Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 1.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^\pm$	197	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$E_y^\pm$	197	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{yz}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$E_z^\pm$	1968	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xz}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	1,00E-05	kN/cm <sup>3</sup>
$\sigma_x^\pm$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tx}^\pm$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y^\pm$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Ty}^\pm$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_z^\pm$	6,28	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tz}^\pm$	28	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xy}$	2,39	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txy}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{yz}$	2,39	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Tyz}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xz}$	0,24	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txz}$	0,0018	kN/cm <sup>2</sup>

### 4.6.2. Modelo 2

O modelo definido como “modelo 2” correspondeu a viga mista com conectores “verticais”.

Este modelo foi calibrado com base nos resultados experimentais obtidos para a viga V07, a partir de ensaio estático de flexão. O modelo 2 está ilustrado na Figura 4.12, apresentada anteriormente.

**Tabela 4.7:** Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 2.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2735,95	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	2,933	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	kN/cm <sup>3</sup>

**Tabela 4.8:** Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 2.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^{\pm}$	189	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$	98,45	kN/cm <sup>2</sup>
$E_y^{\pm}$	189	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{yz}$	98,45	kN/cm <sup>2</sup>
$E_z^{\pm}$	1889	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xz}$	98,45	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	1,08E-05	kN/cm <sup>3</sup>
$\sigma_x^{\pm}$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tx}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y^{\pm}$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Ty}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_z^{\pm}$	6,27	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tz}^{\pm}$	28	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xy}$	2,38	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txy}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{yz}$	2,38	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Tyz}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xz}$	0,24	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txz}$	0,0018	kN/cm <sup>2</sup>

### 4.6.3. Modelo 3

O modelo definido como “modelo 3” correspondeu ao corpo-de-prova misto com conectores dispostos em “X”.

Este modelo foi calibrado com base nos resultados obtidos para o corpo-de-prova CP09-VR2, a partir de ensaio estático de cisalhamento.

Os detalhes do modelo 3 estão apresentados na Figura 4.13, apresentada anteriormente.

**Tabela 4.9:** Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 3.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2632,34	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	2,811	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	kN/cm <sup>3</sup>

**Tabela 4.10:** Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 3.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^{\pm}$	197	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$E_y^{\pm}$	197	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{yz}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$E_z^{\pm}$	1968	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xz}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	1,00E-05	kN/cm <sup>3</sup>
$\sigma_x^{\pm}$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tx}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y^{\pm}$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Ty}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_z^{\pm}$	6,28	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tz}^{\pm}$	28	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xy}$	2,39	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txy}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{yz}$	2,39	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Tyz}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xz}$	0,24	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txz}$	0,0018	kN/cm <sup>2</sup>

#### 4.6.4. Modelo 4

O modelo definido como “modelo 4” correspondeu a viga mista com conectores em “X”. Este modelo foi calibrado com base nos resultados obtidos para a viga V01, a partir de ensaio estático de flexão. O modelo 4 está ilustrado na Figura 4.14.

**Tabela 4.11:** Constantes admitidas para o concreto na calibração do modelo 4.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2735,54	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	2,945	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	kN/cm <sup>3</sup>

**Tabela 4.12:** Constantes admitidas para a madeira na calibração do modelo 4.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^{\pm}$	190	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$	94,95	kN/cm <sup>2</sup>
$E_y^{\pm}$	190	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{yz}$	94,95	kN/cm <sup>2</sup>
$E_z^{\pm}$	1899	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xz}$	94,95	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	1,09E-05	kN/cm <sup>3</sup>
$\sigma_x^{\pm}$	1,21	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tx}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y^{\pm}$	1,21	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Ty}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_z^{\pm}$	6,37	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tz}^{\pm}$	28	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xy}$	2,42	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txy}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{yz}$	2,42	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Tyz}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xz}$	0,24	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txz}$	0,0018	kN/cm <sup>2</sup>

#### 4.7. Ensaio cíclicos para os modelos numéricos

As propriedades físicas dos materiais utilizadas nas simulações numéricas para a verificação da perda de rigidez das conexões, nos modelos numéricos analisados, estão apresentadas na sequência para cada caso.

### 4.7.1. Modelo 1

Para o modelo 1, a perda de rigidez “K” do sistema de conexão “vertical”, foi verificada para o carregamento cíclico variando entre  $F_{40\%}=54,23\text{kN}$  e  $F_{5\%}=6,78\text{kN}$ .

Os resultados da simulação numérica obtidos, neste caso, foram comparados com os resultados fornecidos pelo ensaio experimental de cisalhamento do corpo-de-prova CP08-VR2, para um total de 20 ciclos de carga aplicados.

**Tabela 4.13:** Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 1.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2632,34	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_p$	2,811	$\text{kN/cm}^2$
v	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	$\text{kN/cm}^3$

**Tabela 4.14:** Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 1.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^\pm$	197	$\text{kN/cm}^2$	$G_{xy}$	98,40	$\text{kN/cm}^2$
$E_y^\pm$	197	$\text{kN/cm}^2$	$G_{yz}$	98,40	$\text{kN/cm}^2$
$E_z^\pm$	1968	$\text{kN/cm}^2$	$G_{xz}$	98,40	$\text{kN/cm}^2$
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	1,00E-05	$\text{kN/cm}^3$
$\sigma_x^\pm$	1,19	$\text{kN/cm}^2$	$E_{Tx}^\pm$	0,41	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_y^\pm$	1,19	$\text{kN/cm}^2$	$E_{Ty}^\pm$	0,41	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_z^\pm$	6,28	$\text{kN/cm}^2$	$E_{Tz}^\pm$	28	$\text{kN/cm}^2$
$\tau_{xy}$	2,39	$\text{kN/cm}^2$	$G_{Txy}$	1,8	$\text{kN/cm}^2$
$\tau_{yz}$	2,39	$\text{kN/cm}^2$	$G_{Tyz}$	1,8	$\text{kN/cm}^2$
$\tau_{xz}$	0,24	$\text{kN/cm}^2$	$G_{Txz}$	0,0018	$\text{kN/cm}^2$

### 4.7.2. Modelo 2

No modelo 2, a perda de rigidez “EI” do sistema de conexão “vertical”, foi verificada a partir da aplicação do carregamento cíclico variando entre  $P_{40\%}=59,39\text{kN}$  e  $P_{5\%}=7,42\text{kN}$ .

Os resultados da simulação numérica obtidos, neste caso, foram comparados com os resultados fornecidos pelo ensaio experimental de flexão da viga mista V11, para um total de 10 ciclos de carga aplicados.

**Tabela 4.15:** Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 2.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2841,32	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_p$	3,046	$\text{kN/cm}^2$
v	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	$\text{kN/cm}^3$

**Tabela 4.16:** Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 2.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^{\pm}$	160	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$	80,05	kN/cm <sup>2</sup>
$E_y^{\pm}$	160	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{yz}$	80,05	kN/cm <sup>2</sup>
$E_z^{\pm}$	1601	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xz}$	80,05	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	0,97E-05	kN/cm <sup>3</sup>
$\sigma_x^{\pm}$	0,98	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tx}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y^{\pm}$	0,98	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Ty}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_z^{\pm}$	5,17	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tz}^{\pm}$	28	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xy}$	1,96	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txy}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{yz}$	1,96	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Tyz}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xz}$	0,20	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txz}$	0,0018	kN/cm <sup>2</sup>

### 4.7.3. Modelo 3

No modelo 3, a perda de rigidez “K” do sistema de conexão em “X”, foi verificada a partir da aplicação de carregamento cíclico variando entre  $F_{40\%}=23,28\text{kN}$  e  $F_{5\%}=2,91\text{kN}$ .

Os resultados da simulação numérica obtidos foram comparados com os resultados fornecidos pelo ensaio experimental de cisalhamento do corpo-de-prova CP07-VR2, para um total de 20 ciclos de carga aplicados.

**Tabela 4.17:** Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 3.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2804,24	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p$	2,932	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu$	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	kN/cm <sup>3</sup>

**Tabela 4.18:** Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 3.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^{\pm}$	197	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$E_y^{\pm}$	197	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{yz}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$E_z^{\pm}$	1968	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{xz}$	98,40	kN/cm <sup>2</sup>
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	1,00E-05	kN/cm <sup>3</sup>
$\sigma_x^{\pm}$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tx}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y^{\pm}$	1,19	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Ty}^{\pm}$	0,41	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_z^{\pm}$	6,28	kN/cm <sup>2</sup>	$E_{Tz}^{\pm}$	28	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xy}$	2,39	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txy}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{yz}$	2,39	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Tyz}$	1,8	kN/cm <sup>2</sup>
$\tau_{xz}$	0,24	kN/cm <sup>2</sup>	$G_{Txz}$	0,0018	kN/cm <sup>2</sup>



#### 4.7.4. Modelo 4

No modelo 4, a perda de rigidez “EI” do sistema de conexão em “X”, foi verificada a partir da aplicação do carregamento cíclico variando entre  $P_{40\%}=52,81\text{kN}$  e  $P_{5\%}=6,60\text{kN}$ .

Os resultados da simulação numérica, aqui obtidos, foram comparados com os resultados fornecidos pelo ensaio experimental de flexão da viga mista V04, para um total de 10 ciclos de carga aplicados.

**Tabela 4.19:** Constantes admitidas para o concreto na simulação do ensaio cíclico para o modelo 4.

Parâmetro	Valor	Unidade
E	2715,83	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_p$	2,970	$\text{kN/cm}^2$
$\nu$	0,2	-
$\rho$	2,50E-05	$\text{kN/cm}^3$

**Tabela 4.20:** Constantes admitidas para a madeira na simulação do ensaio cíclico para o modelo 4.

Parâmetro	Valor	Unidade	Parâmetro	Valor	Unidade
$E_x^\pm$	156	$\text{kN/cm}^2$	$G_{xy}$	77,90	$\text{kN/cm}^2$
$E_y^\pm$	156	$\text{kN/cm}^2$	$G_{yz}$	77,90	$\text{kN/cm}^2$
$E_z^\pm$	1558	$\text{kN/cm}^2$	$G_{xz}$	77,90	$\text{kN/cm}^2$
$\nu_{xy}$	0,23	-	-	-	-
$\nu_{yz}$	0,013	-	-	-	-
$\nu_{xz}$	0,013	-	$\rho$	0,91E-05	$\text{kN/cm}^3$
$\sigma_x^\pm$	0,90	$\text{kN/cm}^2$	$E_{Tx}^\pm$	0,41	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_y^\pm$	0,90	$\text{kN/cm}^2$	$E_{Ty}^\pm$	0,41	$\text{kN/cm}^2$
$\sigma_z^\pm$	4,72	$\text{kN/cm}^2$	$E_{Tz}^\pm$	28	$\text{kN/cm}^2$
$\tau_{xy}$	1,80	$\text{kN/cm}^2$	$G_{Txy}$	1,8	$\text{kN/cm}^2$
$\tau_{yz}$	1,80	$\text{kN/cm}^2$	$G_{Tyz}$	1,8	$\text{kN/cm}^2$
$\tau_{xz}$	0,18	$\text{kN/cm}^2$	$G_{Txz}$	0,0018	$\text{kN/cm}^2$

### 4.8. Resultados – Análise numérica

As figuras apresentadas na seqüência ilustram as distribuições das tensões para os modelos numéricos analisados, após o processamento dos mesmos no ANSYS, a partir da aplicação de carregamentos cíclicos.

Os resultados são apresentados para um total de 20 ciclos aplicados, no caso dos modelos 1 e 3 (referentes aos corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e em “X”), e para um total de 10 ciclos, no caso dos modelos 2 e 4 (referentes as vigas mistas com conectores “verticais” e em “X”).

Os valores de tensão são apresentados para cada um dos diferentes materiais envolvidos nas conexões mistas analisadas, a partir de uma escala gradativa fornecida pelo ANSYS referente a cada dos materiais. Esses valores também são visualizados nas figuras apresentadas a partir de diferentes cores que representam os níveis de solicitação para cada caso.

### 4.8.1. Modelo 1

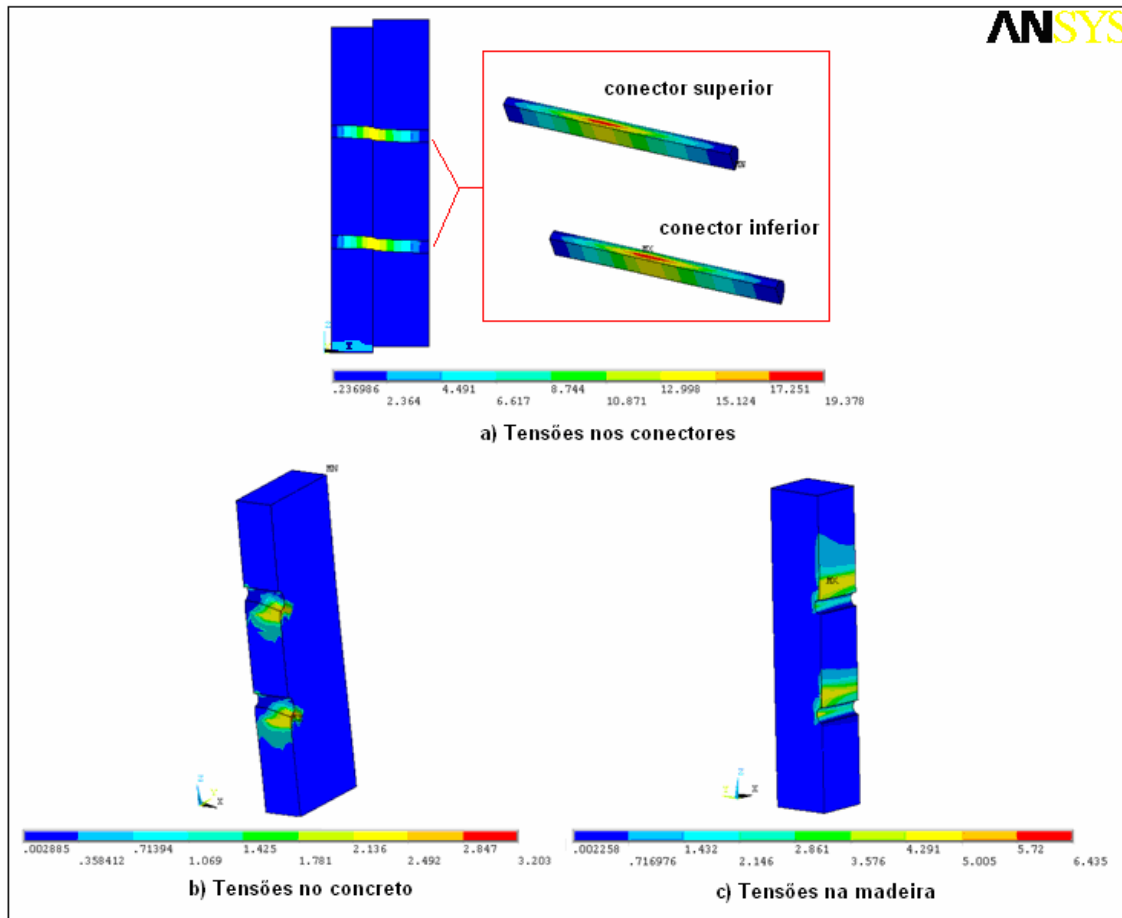


Figura 4.24: Estado de tensão (kN/cm<sup>2</sup>) verificado numericamente para o corpo-de-prova CP08-VR2 após a aplicação de 20 ciclos de carga (consideração de ¼ do corpo-de-prova).

### 4.8.2. Modelo 2

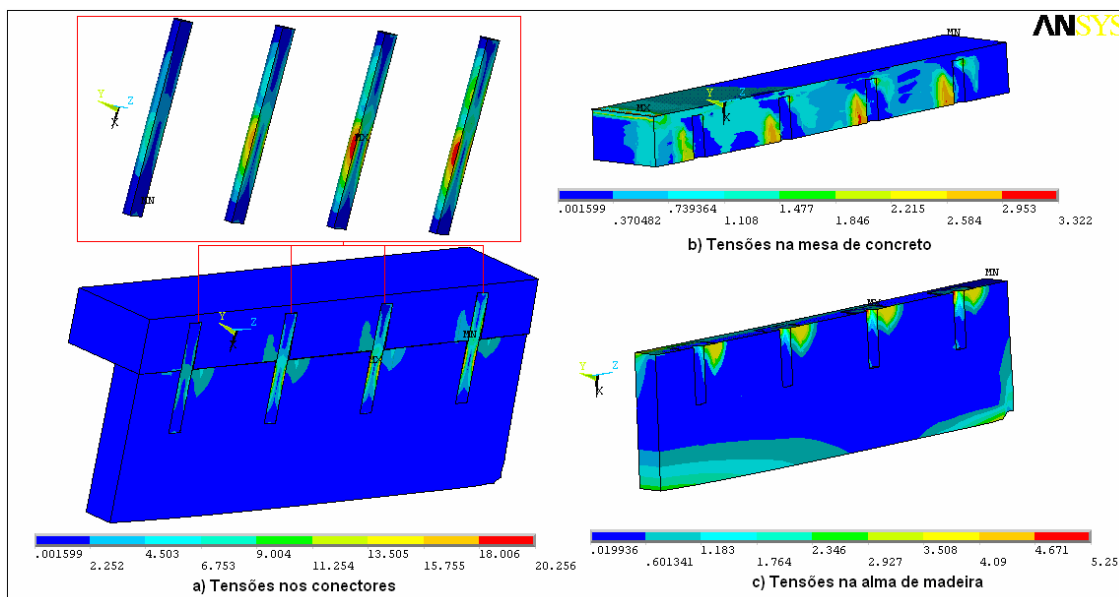
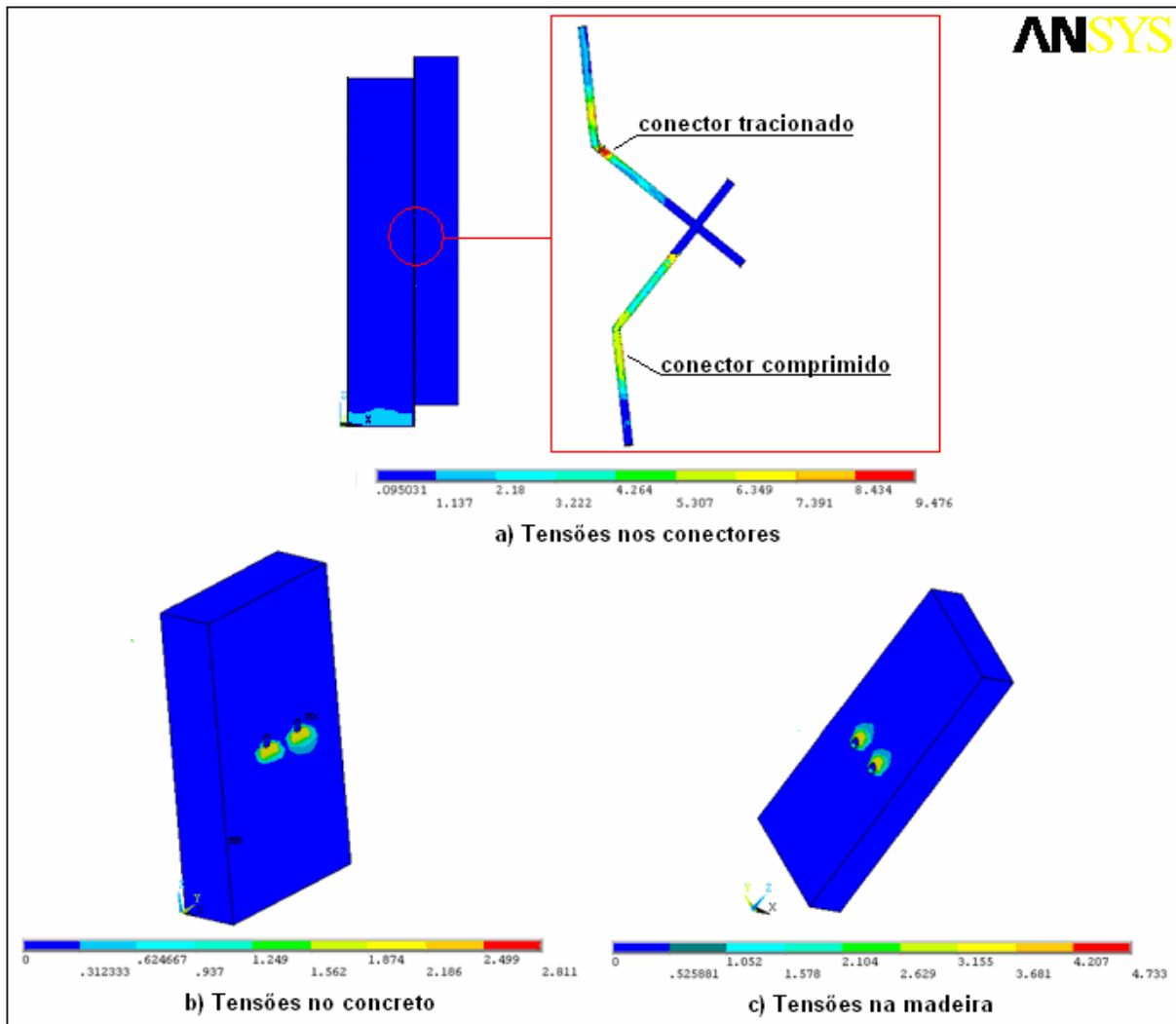


Figura 4.25: Estado de tensão (kN/cm<sup>2</sup>) verificado numericamente para a viga V11 após a aplicação de 10 ciclos de carga (consideração de ¼ da viga).

### 4.8.3. Modelo 3



**Figura 4.26:** Estado de tensão (kN/cm<sup>2</sup>) verificado numericamente para o corpo-de-prova CP07-VR2 após a aplicação de 20 ciclos de carga (consideração de ½ do corpo-de-prova).

#### 4.8.4. Modelo 4

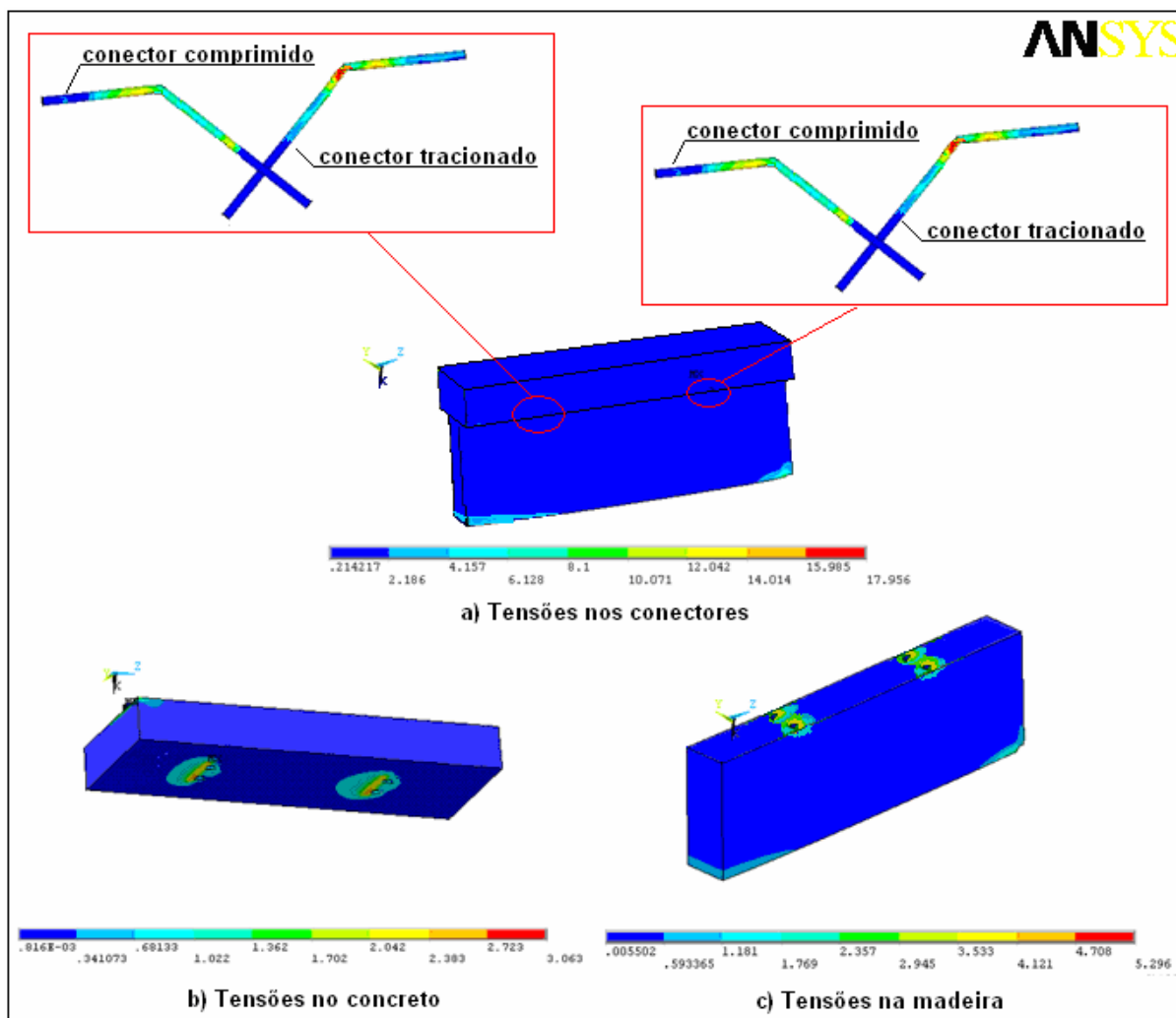


Figura 4.27: Estado de tensão ( $\text{kN/cm}^2$ ) verificado numericamente para a viga V04 após a aplicação de 10 ciclos de carga (consideração de  $\frac{1}{2}$  da viga).

### 4.9. Discussão dos resultados – Análise numérica

Os parâmetros que mais influenciaram na modelagem numérica dos sistemas mistos foram, primeiramente, as propriedades físicas da madeira, embora as propriedades dos três materiais tiveram influências, e secundariamente, o atrito utilizado entre os materiais.

Das propriedades físicas da madeira a mais importante em termos de simulação numérica foi a tensão de plastificação. Logo que se inicia o processo de carga se inicia também o processo de plastificação e, por esta razão, as propriedades elásticas perdem quase que completamente a influência que exercem no início do comportamento da curva Força versus Deslocamento.

Simulações com baixos valores de tensão de plastificação e de tensão cisalhante de plastificação, para as direções perpendiculares às fibras, resultaram em problemas de instabilidades numéricas.

As propriedades plásticas da madeira tiveram grande influencia na rigidez do sistema, pois aumentos na tensão de plastificação implicaram em acréscimos na resistência e rigidez dos sistemas mistos como um todo.

As propriedades elásticas da madeira não tiveram grandes influencias no comportamento das curvas Força versus Deslocamento. Porém, se os valores dessas propriedades forem muito baixos os cálculos não convergem.

As simulações utilizando diferentes coeficientes de Poisson apresentaram os mesmos resultados, indicando que os modelos não dependem desse coeficiente. No entanto, coeficientes de Poisson com valores próximos de 0,5 tenderam a apresentar problemas de convergência após o trecho linear da curva, fenômeno conhecido como “*travamento volumétrico*”.

O valor do coeficiente de atrito entre os materiais aço-madeira, admitido para os modelos 3 e 4, que utilizaram conectores em “X”, foi igual a 0,9. A utilização do valor igual a 0,5, conforme admitido para os modelos com conectores “verticais”, resultou em problemas de instabilidade numérica, neste caso.

Após a aplicação dos ciclos carga em cada um dos modelos, observou-se que as tensões equivalentes nos materiais madeira e concreto, nas regiões dos conectores, ultrapassaram as resistências médias à compressão,  $f_{co,m}$  e  $f_{c,m}$ , admitidas para os respectivos materiais. Em decorrência desse fato surgiram nestas regiões deformações permanentes que provocaram a perda de rigidez dos sistemas mistos de conexão com relação ao primeiro ciclo de carregamento aplicado.

Nos modelos de corpos-de-prova 1 e 3 os valores das máximas tensões de compressão, logo abaixo dos conectores, foram aproximadamente quatro a cinco vezes maiores que os valores das tensões nas bases de apoio dos referidos modelos.

Em todos os modelos analisados, as armaduras utilizadas nas peças de concreto, apresentaram tensões muito inferiores à tensão de escoamento do aço, aspecto que confirma a função principal desse elemento que consiste no confinamento do concreto, aumentando assim a sua resistência.

Em todos os modelos numéricos, após a aplicação dos ciclos de carga, observou-se que em nenhuma região dos conectores foi atingida a tensão de escoamento do aço.

A estratégia de modelagem adotada, com a representação dos conectores por elementos sólidos (e não por molas ou elementos de barra), possibilitou a visualização da concentração de tensões nas regiões de transferência de esforços.

## 5. COMPARAÇÃO- RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

Neste capítulo apresenta-se a comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos para os corpos-de-prova mistos e vigas mistas com conectores “verticais” e em “X”.

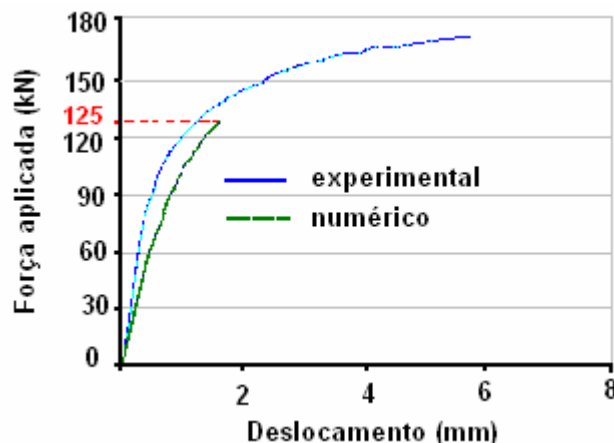
Na calibração dos modelos as curvas “experimentais”, apresentadas para os modelos 1 e 3 foram plotadas para os valores últimos de ruptura, conforme obtidos experimentalmente para os corpos-de-prova CP12-VR2 e CP09-VR2. Para os modelos 2 e 4, as curvas “experimentais” foram plotadas até o último ponto de leitura efetuado antes da retirada dos transdutores de deslocamentos, valores estes correspondentes a aproximadamente 70% do valores de ruptura finais obtidos para as vigas V07 e V01.

As curvas “numéricas”, para todos os modelos analisados foram plotadas até o ponto máximo onde foi possível a obtenção de convergência dos resultados em correspondência a uma tolerância de 0,001. Estes valores são também apresentados na Tabela 5.1 para comparação com os resultados “experimentais”. Vale ressaltar ainda, que em nenhum dos modelos analisados foi possível a obtenção do comportamento da curva numérica Força versus Deslocamento para valores próximos aos valores de ruptura.

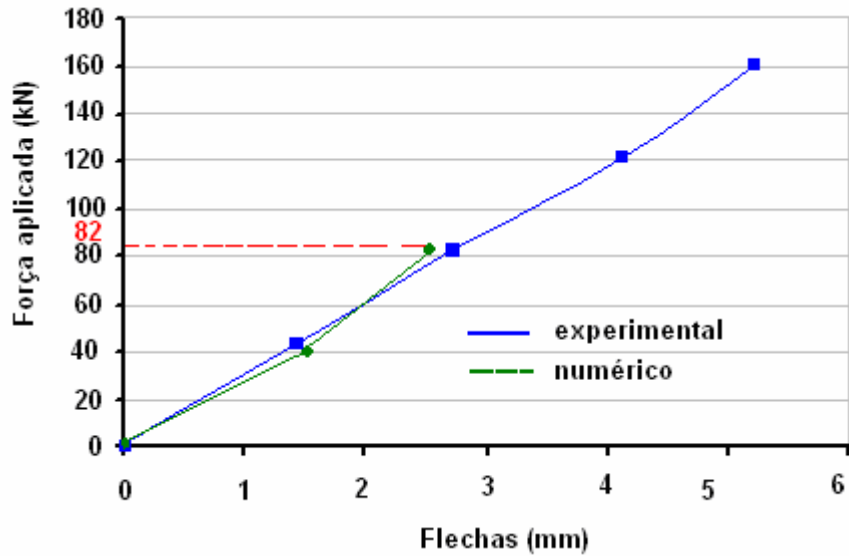
**Tabela 5.1:** Valores numéricos e experimentais utilizados na calibração dos modelos analisados.

Modelos	Força máxima de convergência (kN)	Resistência da ligação (kN)	Força de última (kN)
Modelo 1	125	132,56	179,55
Modelo 2	82	151,57	196,05
Modelo 3	48	60,46	61,16
Modelo 4	77	161,37	218,39

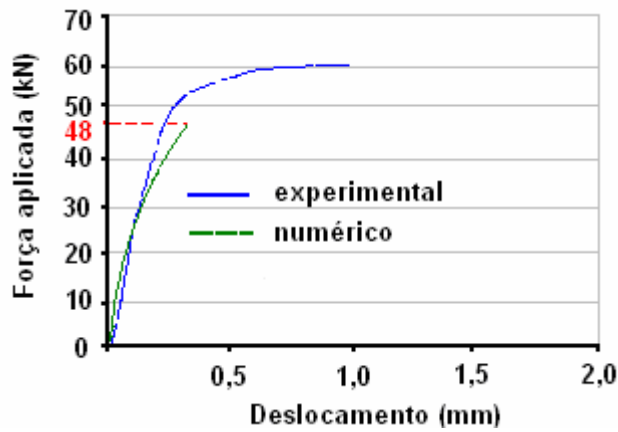
As curvas seguintes referem-se a cada um dos modelos numéricos analisados, e os valores em destaque (na cor vermelha), correspondem aos valores máximos de convergência dos resultados para uma tolerância de 0,001.



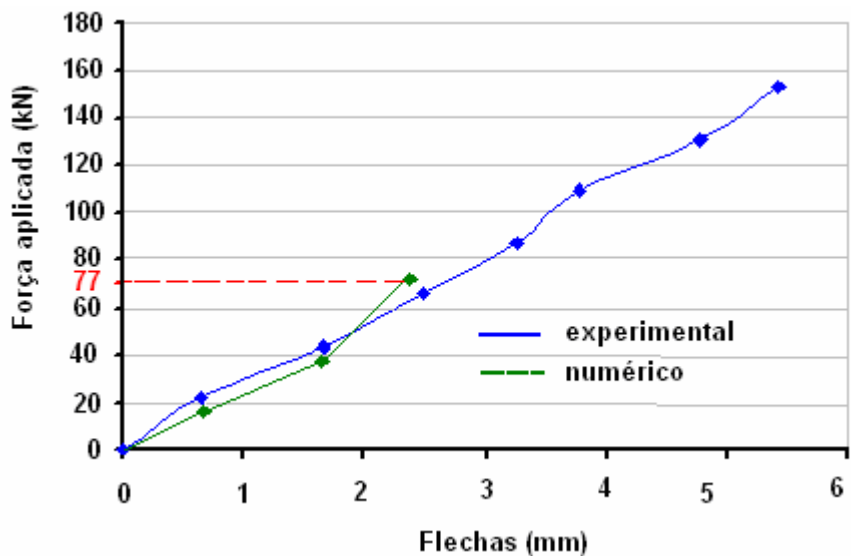
**Figura 5.1:** Calibração numérico-experimental do modelo 1 a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP12-VR2 (com conectores “verticais”) para força aplicada de 179,55kN.



**Figura 5.2:** Calibração numérico-experimental do modelo 2 a partir do ensaio estático de flexão da viga mista V07 (com conectores em “verticais”) para força aplicada de 196,05 kN.



**Figura 5.3:** Calibração numérico-experimental do modelo 3 a partir do ensaio estático do corpo-de-prova CP09-VR2 (conectores em “X”) para força aplicada de 61,16kN.



**Figura 5.4:** Calibração numérico-experimental do modelo 4 a partir do ensaio estático de flexão da viga V01 (conectores em “X”) para força aplicada de 218,39kN.

### 5.1. Perda de rigidez dos sistemas mistos de conexão

No modelo 1, os valores de deslocamento obtidos “numericamente” para o “primeiro” e para o “vigésimo” ciclo de carga foram, respectivamente, 0,429mm e 0,439mm. Os valores “experimentais” obtidos, neste caso, para o corpo-de-prova CP08-VR2 foram 0,424mm e 0,441mm. Esses valores foram obtidos para um total de “quatro” conectores “verticais”.

Para o modelo 2, os valores de flecha obtidos numericamente no meio do vão, para o “primeiro” e para o “décimo” ciclo de carga foram de 0,245mm e 0,251mm, respectivamente, sendo que os valores experimentais obtidos para a viga VR11, neste caso, foram 0,242mm e 0,253mm. As flechas foram obtidas para um total de “oito” conectores “verticais”.

Para o modelo 3, os valores de deslocamento obtidos numericamente para o “primeiro” e para o “vigésimo” ciclo de carga foram 0,380mm e 0,397mm, para um total de dois conectores dispostos em “X”. Os valores experimentais obtidos, neste caso, para o corpo-de-prova CP07-VR2, foram 0,385mm e 0,399mm.

No modelo 4, os valores de flecha obtidos numericamente para o “primeiro” e para o “décimo” ciclo de carga foram 0,232mm e 0,236mm, para um total de “quatro” conectores dispostos em “X”. Os valores experimentais obtidos para a viga VR04, neste caso, foram 0,230mm e 0,238mm, respectivamente.

**Tabela 5.2:** Comparação dos resultados de rigidez “K” para o modelos 1, ( $F_{40\%}=54,23\text{kN}$ ).

Número de ciclos	Rigidez/conector (kN/mm) (Experimental)	Rigidez/conector (kN/mm) (Numérico)
1°	31,98	31,60
20°	30,74	30,88

**Tabela 5.3:** Comparação dos resultados de rigidez “EI” para o modelos 2, ( $P_{40\%}=59,39\text{kN}$ ).

Número de ciclos	Rigidez/conector (kN/cm <sup>2</sup> ) (Experimental)	Rigidez/conector (kN/cm <sup>2</sup> ) (Numérico)
1°	11232767,73	11095223,64
10°	10744386,53	10829999,17

**Tabela 5.4** Comparação dos resultados de rigidez “K” para o modelos 3, ( $F_{40\%}=23,28\text{kN}$ ).

Número de ciclos	Rigidez/conector (kN/mm) (Experimental)	Rigidez/conector (kN/mm) (Numérico)
1°	30,26	30,63
20°	29,17	29,32

**Tabela 5.5:** Resultados numéricos e experimentais de rigidez “EI para o modelos 4, ( $F_{40\%}=52,81\text{kN}$ ).

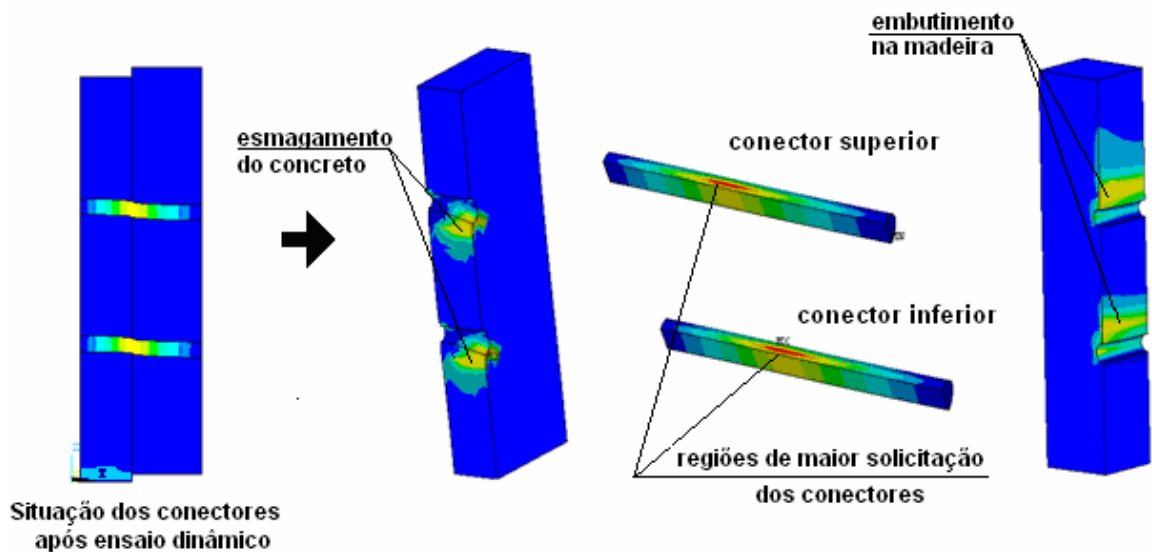
Número de ciclos	Rigidez/conector (kN/cm <sup>2</sup> ) (Experimental)	Rigidez/conector (kN/cm <sup>2</sup> ) (Numérico)
1°	10509381,34	10418783,22
10°	10156124,82	10242193,70



## 5.2. Comportamento dos materiais e modos de falha apresentados

Os resultados numéricos, apresentados nas figuras seguintes, simulam a resposta dos sistemas mistos analisados experimentalmente, justificando o comportamento dos materiais e os possíveis modelos de falha ocorridos, principalmente, nas regiões dos conectores em função dos carregamentos aplicados.

### 5.2.1. Corpos-de-prova mistos com conectores “verticais”



a) Resultado numérico para um total de 20 ciclos de carga aplicados - modelo 1 (CP12-VR2).



b) Flexão dos conectores após  $2 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados (CP12-VR2)



c) Fissuração no concreto após ensaio estático até a ruptura (CP03-VR1)



d) Embutimento na madeira e ruptura da conexão para 768.089 ciclos (CP01-VR1)

**Figura 5.5:** Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores “verticais” dispostos em corpos-de-prova mistos.

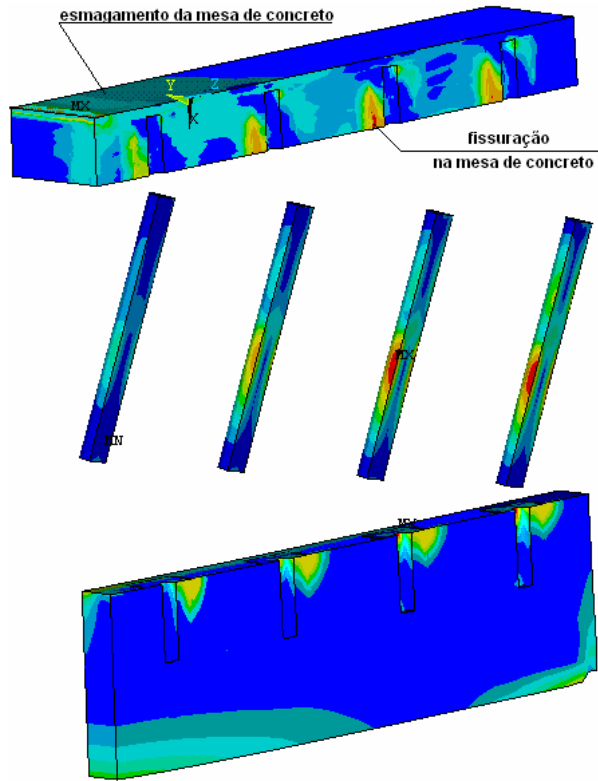
### 5.2.2. Vigas mistas com conectores “verticais”



a) Esmagamento da mesa de concreto após  $1 \times 10^6$  ciclos de carga (viga VR11).



b) Fissuração da mesa de concreto após  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados - (viga VR11)



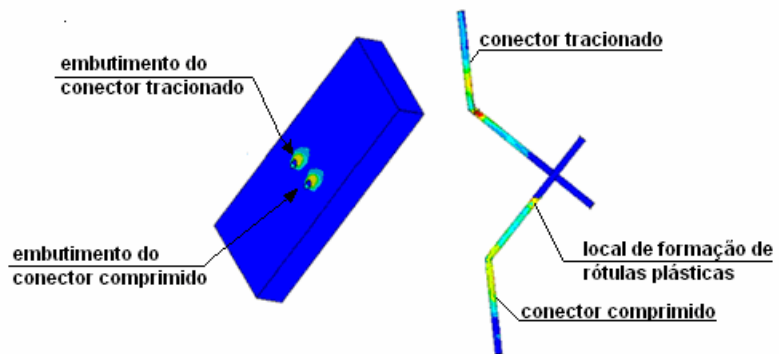
c) Resultado numérico para um total de 10 ciclos de carga aplicados – modelo 2 (viga V07).

**Figura 5.6:** Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores “verticais” dispostos nas vigas mistas.

### 5.2.3. Corpos-de-prova mistos com conectores em “X”



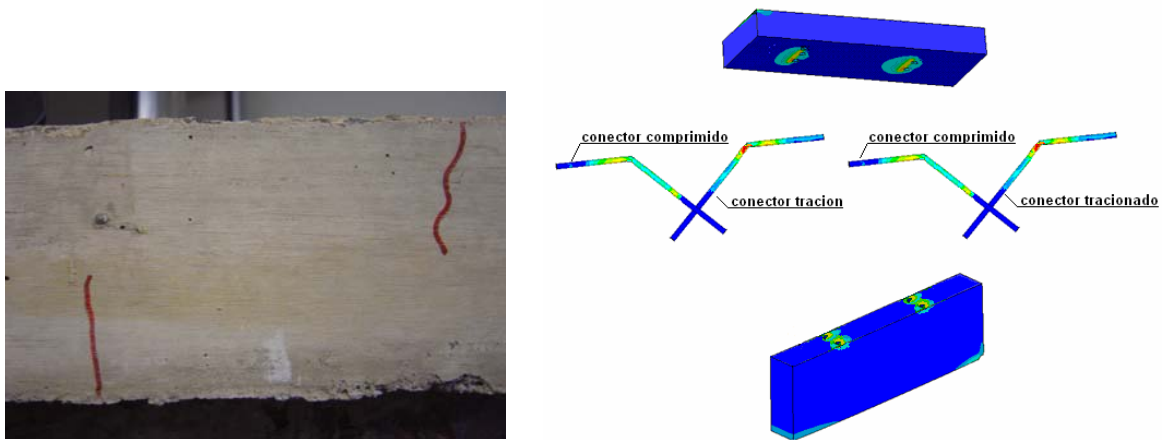
a) Situação dos conectores “X” após  $2 \times 10^6$  ciclos de carga (CP09-VR2).



b) Resultado numérico para um total de 20 ciclos de carga aplicados – modelo 3 (CP09-VR2).

**Figura 5.7:** Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores em “X” dispostos nos corpos-de-prova mistos.

### 5.2.4. Vigas mistas com conectores em “X”



a) Fissuração na mesa de concreto após  $1 \times 10^6$  ciclos de carga - (viga V04)

b) Resultado numérico para um total de 10 ciclos de carga aplicados – modelo 4.

**Figura 5.8:** Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para os conectores em “X” dispostos nas vigas mistas.

### 5.3. Discussão dos resultados

As curvas de calibração Força versus Deslocamento, obtidas para os modelos numéricos, tenderam a uma inclinação ascendente, logo após o início do trecho não linear. Esse comportamento, fenômeno conhecido como “*travamento numérico*”, e melhor visualizado nas respostas dos modelos 1 e 3, se deve ao fato do elemento finito SOLID45, utilizado na modelagem das peças de madeira, ser um elemento bastante simples e pouco flexível. Neste caso, por mais que se refine a malha dos elementos não se obtém melhoras no comportamento das curvas.

As relações entre Força e Deslocamento, obtidas para os modelos analisados, apresentaram basicamente um mesmo comportamento, ou seja, a fase inicial das curvas apresentou um comportamento linear governado, principalmente, pelo fator FKN e pelos coeficiente de atrito e, a partir de uma determinada força a relação começou a apresentar um comportamento não-linear, devido a não-linearidade física dos materiais.

As diferenças observadas entre as curvas numéricas e experimentais podem ser atribuídas a vários fatores. Um desses fatores refere-se às configurações admitidas a partir da consideração de áreas equivalentes para os modelos 1 e 3, ao invés da consideração das áreas reais dos corpos-de-prova.

Por outro lado, a modelagem da madeira não é uma tarefa simples devido a possibilidade de existência de imperfeições (distorções nas direções das fibras e presença de nós) que influenciam no seu comportamento. Geralmente a madeira é caracterizada por três direções ortogonais, ou seja, direção longitudinal (paralela as fibras), tangencial e radial, tendo cada uma das direções do material propriedades mecânicas diferentes das outras

duas direções, como também comportamentos diferentes na tração e na compressão. Na compressão, o comportamento da madeira é relativamente plástico, podendo ser aproximado por uma lei constitutiva elasto-plástica com endurecimento. Na tração, o comportamento da madeira é frágil e, neste caso, o modelo elasto-plástico não representa verdadeiramente o comportamento do material.

Por fim, na caracterização da madeira foram utilizados valores aproximados para as propriedades plásticas do material sendo estas propriedades determinadas, neste caso, como base na resistência da madeira na compressão.

#### **5.4. Conclusões da comparação entre os resultados**

Os modelos numéricos propostos neste trabalho foram capazes de simular o comportamento mecânico dos sistemas mistos de conexão “vertical” e em “X”, não somente na fase elástica linear, mas também no início da fase não linear, quando se inicia o processo de plastificação dos materiais.

A partir dos modelos propostos não foi possível prever o comportamento das curvas Força versus Deslocamento para valores últimos de ruptura, pois os elementos finitos utilizados nos referidos modelos consideram somente efeitos de elasticidade e plasticidade dos materiais.

Os modelos numéricos propostos consideraram as deformações residuais sob ações cíclicas e, dessa forma, foi possível estimar a perda de rigidez dos sistemas mistos de conexão “vertical” para um total de 20 ciclos de carga aplicados, e em “X”, para um total de 10 ciclos. O erro obtido entre os resultados numéricos e experimentais, neste caso, foi de aproximadamente 2%. Para as curvas de calibração o erro obtido entre os resultados numéricos e experimentais foi de até 15%.

As simulações numéricas possibilitaram também a análise do comportamento dos sistemas mistos, não somente sobre o aspecto global, a partir da relação Força versus Deslocamento, mas também com relação aos aspectos localizados, como a verificação das tensões nas regiões dos conectores e demais componentes dos modelos.

No modelo 1 as tensões na madeira como também no concreto, nas regiões das conexões, tenderam a se distribuir ao longo do comprimento dos conectores superior e inferior, sendo mais concentradas nas regiões próximas a interface madeira-concreto. As regiões da madeira nas localidades do conector superior foram mais afetadas pela ação da carga aplicada no topo da peça de madeira que as regiões do conector inferior. Além disso, os maiores valores de tensão nos conectores de aço foram verificados para as regiões centrais, correspondentes a interface dos materiais madeira-concreto.

No modelo 2 foi possível identificar o surgimento da concentração de tensões na região comprimida da alma de madeira e também também na região tracionada da mesa de concreto, nas proximidades dos conectores, na interface entre os materiais. Esse aspecto confirma em parte a abertura de fissuras localizadas na mesa de concreto, observadas nos ensaios experimentais de flexão das vigas. Além disso, neste caso, os conectores “verticais”, posicionados próximos aos apoios da extremidade da viga foram mais solicitados que os conectores posicionados nas proximidades do centro do vão da viga. Observou-se também, neste caso, que a distribuição de tensões no modelo de viga 2 não correspondeu exatamente a distribuição das tensões no modelos de corpo-de-prova 1.

No modelo 3 foi observada uma maior a concentração de tensões na dobra do conector tracionado, no interior da peça de concreto. No conector comprimido, a maior concetração de tensões ocorreu na região do conector na interface madeira-concreto, confirmando, neste caso, os possíveis locais de formação de rótulas plásticas, conforme registrado na literatura. As concentrações de tensões nas peças de madeira e também de concreto, neste caso, ocorreram de forma mais concentrada nas regiões dos conectores, mais precisamente na interface entre os materiais. Além disso, os conectores tracionados, neste caso, foram solicitados em 22% a mais que os conectores comprimidos.

No modelo 4, além dos aspectos já mencionados no modelo 3 com relação a distribuição das tensões nos conectores tracionados e comprimidos, observou-se também que a distribuição das tensões na mesa de concreto, nas regiões dos conectores, ocorreu em uma maior área quando comparada com a distribuição das tensões na alma de madeira. Além disso, a concentração das tensões nas regiões dos conectores, neste caso, justificam a fissuração observada em menor magnitude na mesa de concreto já que os conectores em “X” apresentam menor diâmetro e trabalham necessariamente a tração. A distribuição de tensões no modelo de viga 4 não correspondeu exatamente a distribuição das tensões nos modelos de corpos-de-prova 3.

## 6. CONCLUSÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

As principais contribuições deste trabalho de pesquisa foram relativas a três principais aspectos:

- quantificação experimental da perda de rigidez dos sistemas de conexão “vertical” e em “X”, formados pela utilização de barras de aço coladas, a partir da manutenção do número de ciclos de carga.
- recomendações para realização ensaios dinâmicos a serem realizados em corpos-de-prova mistos e vigas mistas visando questões relativas a resistência e rigidez dos conectores de cisalhamento, presentes nestes sistemas mistos.
- proposição de modelos numéricos que simulam satisfatoriamente o comportamento estático e dinâmico dos sistemas misto de conexão, “vertical” e em “X” para cargas de serviço, reduzindo-se, assim, tempo, e, principalmente, custos inerentes a realização de ensaios experimentais que são de difícil realização.

### 6.1. Conclusões

#### 6.1.1. Ensaios de ancoragem em barras de aço coladas

As resinas epóxis bi-componentes analisadas, “Sikadur 32” e “Compound Adesivo”, se mostraram adequadas na colagem de barras de aço em peças estruturais de madeira secas e úmidas (U=30%).

As resinas “Sikadur 32” e “Compound Adesivo” apresentaram comportamentos equivalentes na verificação do comportamento dinâmico de barras de aço coladas, embora a resina “Sikadur 32” tenha se mostrado mais resistente. Os custos de aquisição dessas resinas também são equivalentes.

A resina “Compound Adesivo” apresentou uma maior facilidade de manipulação, quando comparada com a resina “Sikadur 32”, logo após a mistura dos componentes A e B.

A resina poliuretana “Purweld 665” não se mostrou adequada na colagem de barras de aço em peças estruturais de madeira.

Nos ensaios de dinâmicos, realizados em barras de aço coladas, a partir da utilização das resinas epóxi “Sikadur 32” e “Compound Adesivo”, as falhas de ancoragem ocorreram nos três materiais envolvidos na ligação: aço, madeira e resina.

As resistências de ancoragem das barras de aço submetidas aos ensaios de dinâmicos dependeram do tipo de madeira e de resina utilizadas, além da umidade de colagem das barras de aço.

A maioria dos modos de ruptura verificados nos ensaios dinâmicos de ancoragem das barras de aço coladas, foram semelhantes aos modos de ruptura observados nos

ensaios estáticos, com exceção da ruptura da barra de aço, modo de ruptura este verificado somente nos ensaios dinâmicos.

Quando sujeitas a aplicação de  $1 \times 10^6$  ciclos carga, com carregamento cíclico máximo variando entre 50% e 80% da resistência estática da ligação, com  $R=0,100$ , as resistências de ancoragem de barras de aço coladas com as resinas epóxis “Sikadur 32” e “Compound Adesivo” apresentaram redução de até 50% comparada a resistência de um único ciclo de carga.

### 6.1.2. Ensaio de cisalhamento em corpos-de-prova mistos

As indicações da norma EUROCODE 4 (2001), relativas às estruturas mistas de aço-concreto, que recomenda a utilização de carregamento cíclico variando entre 40% e 5% da resistência estática da ligação, na verificação do comportamento dinâmico, forneceram uma boa estimativa na verificação da perda de rigidez ( $K$ ) dos sistemas de conexão “vertical” e em “X”, dispostos em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto.

Os sistemas de conexão “vertical” e em “X”, analisados a partir dos corpos-de-prova mistos, perderam rigidez até  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados, sendo essa perda mais acentuada nos ciclos iniciais de carga. Acima de  $1 \times 10^6$  ciclos, os valores de rigidez permaneceram aproximadamente constantes para um total de  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados.

O dimensionamento de conectores “verticais”, sujeitos a carregamentos cíclicos, deve ser necessariamente condicionado ao embutimento na madeira ao invés da flexão no conector.

Na verificação da perda de rigidez de conectores, dispostos em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, a partir de ensaios dinâmicos de cisalhamento, valores de frequência superiores a 3Hz devem ser evitados.

Para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados, a perda de rigidez ( $K$ ) de cada conector “X”, formado por barras de aço coladas com 8mm de diâmetro, submetido a carga cíclica máxima de 30% do valor da resistência estática da conexão, com  $R=0,167$ , foi de aproximadamente 30% com relação a um único ciclo de carga. Para carga cíclica máxima de 40% ( $R=0,125$ ), a perda de rigidez, neste caso, foi de aproximadamente 31% e, para a carga cíclica máxima de 50% ( $R=0,100$ ), a perda foi de aproximadamente 33%.

Para um total  $2 \times 10^6$  ciclos aplicados, a perda de rigidez ( $K$ ) de cada conector “vertical”, formado por barras de aço coladas com 19mm de diâmetro, submetido a carga cíclica máxima de 30% de sua resistência estática, com  $R=0,167$ , foi de aproximadamente 25% com relação a um único ciclo de carga. Para carga cíclica máxima de 40% ( $R=0,125$ ), a perda de rigidez foi de aproximadamente 28%, neste caso. Quando submetido a carga

cíclica máxima de 50% ( $R=0,100$ ), a perda de rigidez foi de aproximadamente 21% com relação a um único ciclo de carga, para um total de 600.000 ciclos aplicados.

Os corpos-de-prova mistos com conectores “verticais” e em “X”, submetidos a um total de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, não perderam suas capacidades últimas de resistência após a aplicação dos ciclos de carga.

A maior parcela da deformação, observada para corpos-de-prova mistos, após a aplicação dos ciclos de carga, foi decorrente dos danos provocados nas peças de madeira nas regiões das conexões. Portanto, os danos provocados nas peças de concreto foram de menor magnitude com relação aos danos na madeira.

### 6.1.3. Ensaio de flexão em vigas mistas

A utilização de carregamento cíclico variando entre 40% e 5% da resistência estática da ligação forneceram uma boa estimativa para a verificação da perda de rigidez ( $EI$ ) de vigas mistas de madeira-concreto com seção transversal “T”.

Nos ensaios dinâmicos, realizados em vigas mistas, visando a quantificação da perda de rigidez do sistema de conexão, valores de frequências superiores a 3Hz devem ser evitados. Valores de frequência próximos de 1Hz são mais indicados tendo-se em vista a diminuição da fissuração da mesa de concreto durante a execução dos ensaios, além de uma maior aproximação da situação real de serviço dos conectores.

Independentemente do sistema de conexão analisado, “vertical” ou em “X”, a maior parcela da perda de rigidez ( $EI$ ) das vigas mistas foi verificada para os ciclos iniciais de carga, tendendo a estabilizar-se em  $1 \times 10^6$  ciclos.

A perda de rigidez ( $EI$ ) da viga mista com “quatro” conectores dispostos em “X”, formados por barras de aço coladas com 8mm de diâmetro, e submetida a carga cíclica máxima de 30% da resistência estática das conexões, com  $R=0,167$ , foi de aproximadamente 16% com relação a um único ciclo de carga, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados. Para carga cíclica máxima de 40% ( $R=0,125$ ), neste caso, a perda foi de 18% e, para carga cíclica máxima de 50% ( $R=0,100$ ) a perda de rigidez foi de 21%.

A perda de rigidez ( $EI$ ) da viga mista com “oito” conectores “verticais”, formados por barras de aço coladas com 19mm de diâmetro, submetida a carga cíclica máxima de 30% da resistência estática das conexões ( $R=0,167$ ) foi de 21% com relação a um único ciclo de carga, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga aplicados. Para carga cíclica máxima de 40% ( $R=0,125$ ), neste caso, a perda foi de 21% e, para carga cíclica máxima de 50% ( $R=0,100$ ) a perda de rigidez foi de 23%.



As perdas médias de rigidez ( $EI$ ) para os conectores “verticais” e em “X” dispostos nas vigas analisadas foram de aproximadamente 22% e 18%, respectivamente, para um total de  $1 \times 10^6$  ciclos aplicados.

Nas vigas mistas com conectores “verticais” observou-se a abertura de fissuras na mesa de concreto nas regiões próximas aos conectores, para carga cíclica máxima aplicada com 50% da resistência estática da conexão ( $R=0,100$ ), enquanto que nas vigas com conectores em “X” as fissuras se apresentam mais distribuídas ao longo do volume da mesa de concreto, e com uma menor magnitude para todos os níveis de carregamento analisados.

O comportamento das vigas submetidas aos carregamentos cíclicos não correspondeu exatamente ao comportamento dos corpos-de-prova na verificação dos sistemas mistos de conexão “vertical” e em “X”;

As vigas mistas com conectores “verticais” e em “X”, submetidas a um total de  $1 \times 10^6$  ciclos de carga, não perderam suas capacidades últimas de resistência após a aplicação dos ciclos de carga.

#### **6.1.4. Análise numérica**

Os modelos numéricos propostos foram capazes de simular o comportamento mecânico dos sistemas mistos de conexão “vertical” e em “X”, na fase elástica linear e também no início da fase não linear, quando se “inicia” do processo de plastificação dos materiais.

O erro obtido na calibração entre os resultados numéricos e experimentais foi de até 15% mas, apesar das diferenças, as curvas numéricas e experimentais apresentaram ordem de grandeza e configuração semelhantes.

Na avaliação da perda de rigidez dos modelos numéricos o erro obtido foi de aproximadamente 2%.

A partir dos modelos numéricos propostos é possível a simulação do comportamento da curva Força versus Deslocamento e também a perda de rigidez ( $K$ ) e ( $EI$ ) dos sistemas mistos de conexão, “vertical” e em “X”, se as propriedades elásticas, e principalmente plásticas dos materiais, forem precisamente conhecidas.

A partir dos modelos propostos não foi possível prever o comportamento das curvas Força versus Deslocamento para valores últimos de ruptura, pois os elementos finitos utilizados nos modelos analisados consideraram somente efeitos de elasticidade e plasticidade dos materiais. A simulação do comportamento da curva Força versus Deslocamento, em níveis de carga última, requer a utilização de elementos finitos que considerem, além dos efeitos de elasticidade e plasticidade dos materiais, também efeitos de dano.

A simulações numéricas possibilitaram a análise do comportamento dos sistemas mistos, não somente sobre o aspecto global, a partir da relação Força versus Deslocamento, mas também com relação aos aspectos localizados como a verificação das tensões nas regiões dos conectores e demais componentes dos modelos.

A geometria dos elementos estruturais, especialmente nas regiões próximas das conexões, elevaram o estado de tensões a níveis máximos conduzindo a falhas localizadas dos materiais para valores de carga de serviço. Nos modelos de corpos-de-prova 1 e 3 os valores das máximas tensões de compressão nas regiões comprimidas abaixo dos conectores foram aproximadamente quatro a cinco vezes maiores que os valores das tensões nas bases de apoio dos modelos.

## 6.2. Recomendações

Tendo-se em vista a complexidade da simulação numérica do sistema misto de conexão madeira-concreto, torna-se fundamental a utilização de modelos de ruptura que permitam determinar com maior precisão, nos trechos não-lineares, os verdadeiros comportamentos estruturais dos materiais. Neste sentido, os modelos de ruptura devem considerar, sempre que possível, efeitos localizados como, por exemplo, o embutimento na madeira, o esmagamento no concreto e, principalmente, a plastificação do conector de aço nas regiões mais críticas. Recomenda-se, portanto, como complemento deste trabalho, a utilização de elementos finitos que considerem efeitos de dano para os materiais envolvidos na ligação mista permitindo quantificar, com maior precisão, o comportamento da curva Força versus Deslocamento para valores de carga última de ruptura.

Na modelagem das peças de madeira, para simulação do comportamento dos sistemas mistos de conexão, “vertical” e em “X”, recomenda-se a utilização de elementos mais flexíveis que o elemento SOLID 45 para que, dessa forma, seja possível melhorar o comportamento do trecho não linear da curva Força versus Deslocamento evitando-se assim o travamento numérico.

Pelo fato de materiais diferentes serem utilizados em conjunto na análise do sistema misto de ligação madeira-concreto, sempre que possível, recomenda-se não adotar um único critério de ruptura para todos os materiais. Para maiores informações sobre os critérios de ruptura utilizados vide manual do ANSYS, versão 10.0.

As tensões e deformações geradas durante as solicitações externas, frequentemente excedem os limites elásticos dos materiais nas regiões dos conectores e, por esse motivo, recomenda-se que a resposta estrutural dos sistemas mistos de conexão não seja avaliada como sendo linearmente elástica. Os resultados obtidos a partir da consideração de uma

análise linear elástica são válidas na medida em que as deformações plásticas do material são pequenas.

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ACI COMMITTEE 408. (1991). **Abstract of: State-of-the-art-report: bond under cyclic loads.** ACI Materials Journal, v.88, n.6, p.669-73, Nov./Dec.

AHMADI, B. H., SAKA, M. P. (1993). **Behavior of composite timber-concrete floors.** Journal of Structural Engineering, ASCE, v.119, n.10, p.3111-3130, nov.

AICHER, S., GUSTAFSSON, P., WOLF, M. (1999). **Load displacement and bond strength of glued-in rods in timber influenced by adhesive, wood dentist, rod slenderness and diameter,** 1<sup>st</sup> International RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, September, 13-14, 1999. p. 369-381.

ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P. G. (2005). **Análise teórico-experimental de um tabuleiro misto madeira-concreto composto por vigas circulares.** 128p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP. Ilha Solteira, 2005.

ANSYS versão 10.0 Documentation. ANSYS, Inc.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). **NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão - deformação.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 6118 –Projeto de estruturas de concreto - procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.** Rio de Janeiro.

ALVIM, R. C., ALMEIDA, P. A. (2000). **A resistência dos pilares de madeira composta.** 259p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

ALVIM, R. C., ALMEIDA, P. A. (2003). **Estudo paramétrico da rigidez efetiva dos pisos mistos de madeira-concreto.** In Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, V, 2003, São Paulo, p.15.

BAIMBRIDGE, R. J., HARVEY, K., METTEM, C. J. (2001). **Fatigue Performance of Structural Timber Connections**, IABSE (International Associations for Bridge and Structural Engineering) Conference, Lahty, Finland, Aug., session B5, p. 573-578.

BAIMBRIDGE, R., METTEM, C., HARVEY, K., ANSELL, M. (2002). **Bonded-in rod connections for timber structures-development of design methods and test observation**, International Journal of Adhesion & Adhesives 22, p. 47-59.

BALARIN, A. W.; NOGUEIRA, M. (2003). **Caracterização elástica da Madeira de Eucalipto citriodora**, Cerne, V9, N.1, p. 066-080.

BALÁZS, G.L. (1991). **Fatigue of bond**. *ACI Materials Journal*, v.88, n.6, p.620 - 629, Nov./Dec.

BRAGUIM, J.R. (1995). **O comportamento em serviço de vigas de concreto armado sob carregamento cíclico**. São Paulo. 114p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

BRANCO, J. M., CRUZ, P.J. (2003). **Ligações mistas Madeira-Betão Leve**. In Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, V, 2003, São Paulo, p.17.

BUCHANAN, A., DENG, J. (1996). **Strength of epoxied steel rods in glulam timber**, International Wood Conference, 1996, p 4 - 448 – 4-495.

BUCHANAN, A., MOSS, P. (1999). **Desin of epoxied steel rods in glulam timber**, Pacific Timber Engineering Conference, Rotorua, New Zeland, March 1999, p 286 – 293.

CALIL JUNIOR, C. (2004). **Novas técnicas de tratamento e construção viabilizam pontes de madeira**. Disponível em: <<http://www.estadao.com.br/ciencia/aplicada/2004/mai/05/101.htm>>. Acesso em: 30 Mar. 2005.

CALIL JUNIOR, C., LAHR, F. A. R, DIAS, A. A (2003). **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira**. Barueri – SP, Editora Manole Ltda, p. 152, 2003.

CALLISTER, W. D. (1994). **Materials Science and Engineering an Introduction**. John Wiley and Sons, inc, New York, 1994.

CASTRO, C. M. (2002). **Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações cíclicas**. São Carlos. 233p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CECCOTTI, A. T. (1995). **Timber-concrete composite structure**. In Timber Engineering, STEP 1, Almere, Centrum Hout, E13, p. 1-12.

CLORIUS, C. O.; PEDERSEN, M. U. (1996). **Fatigue damage In wood: An Investigation of frequence influence on fatigue development in wood**. Demark, M.Sc Thesis – Technical University of Denmark – Institute of Structural Engineering and Materials, feb.

CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. McGraw-Hill, 1982.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991). **CEB-FIP Model code 1990. Bulletin D'Information n.203-205**

DEBERNARDI, P. G. (1989). **Behavior of concrete structures in service**. Journal of Structural Engineering. V. 115, n. 1, jan.

DENG, J. X.; MOSS, P. J.; BUCHANAN, A. H. (1998). **Glued Bolts in Glulan – And analysis of Stress Distribution**, 5<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering Montreux, Switzerland, v.2, p.206-213.

DIAS, A. M. P. G. (2005). **Mechanical behavior of timber-concrete joints**. 293p. Thesis (Doctorate) – University of Coimbra, Portugal, 2005.

ELIGEHAUSEN, R. e POPOV, E. P. e BERTERO, V. V. (1983). **Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations**. Report n. UCB/EERC-83/23. University of California, Berkeley. 162 p.

ESPINOSA, M. M. (2001). **Desenvolvimento de um modelo estatístico para aplicação no estudo de fadiga em emendas dentadas de madeira**. 165p. Dissertação (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001.

EUROPEAN PRESTANDARD (1993). ENV 1995-1-1, EUROCODE 5, Part 1-1, **Design of timber structures: General rules and rules buildings**, Brussels, Belgium, European Committee for Standardization, Dec, 110p.

EUROPEAN PRESTANDARD (1997). ENV 1995-2, EUROCODE 5, Part 2, **Design of timber structures: Bridges**, Brussels, Belgium, European Committee for Standardization, July, 45p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION (2001) – (Draft n° 3 of prEN 1994-1-1). **Design of composite steel and concrete structures** – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.

FERNANDES, R. M. (2000). **A influência das ações repetidas na Aderência Aço-concreto**. São Carlos. 155p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FLORES, E. S.; RIOSECO, C. A.; MATAMAL, A. V. (2007). **Calibración del modelo de Hill modificado para el Pino Radiata cileno en conexiones de cizalle doble sometidas a compresión paralela**. In: II JORNADAS CHILENAS DE ESTRUCTURAS DE MADERA, 2007, Santiago, Chile, 12 a 15 de Novembro.

FONTE, T. F. (2004). **Pontes protendidas de eucalipto citriodora**. 116p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

FUSCO, P. B. (1995). **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo. PINI.

GARDNER, G. (1994). **Reinforced glued laminated tiber system epoxy/steel timber composite material**. Pacific Timber Engineering Conference, 1994, p. 548-557.

GELFI, P.; GIURIANI, E. (1999). **Study shear connectors in wood-concrete composite beams**. In: RILEM SIMPOSIUM ON TIMBER ENGINEERING, 1., 1999, Cachan Cedex, France Proceedings... Cachan Cedex. p.245-254.

GÓES, J. L. N. (2004). **Análise de vigas de madeira pregadas com seção composta I**. 123p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

GOTO, Y. (1971). **Cracks formed in concrete around deformed tension bars**. ACI Journal, April.

GUTKOWSKI, R. M. (1996). **Tests and analysis of mixed concrete-wood beams**. In: International wood engineering conference, 3., 1996, Madison. Proceedings...Madison: Omnipress. P.436-442.

GUTKOWSKI, R. M. et al. (1999). **Laboratory tests of composite wood-concrete beam and deck specimens**. In: RILEM SIMPOSIUM ON TIMBER ENGINEERING, 1., 1999, Cachan Cedex, France Proceedings... Cachan Cedex. p.263-272.

HELLMEISTER, J. C. (1978). **Pontes de eucalipto citriodora**. 85p. Tese (Livre-docência) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1978.

JOHANSSON, C. J. (1995). **Glued in bolts**, STEP 1, Almere, Centrun Hout, C14, p. 1-7.

KEMMSIES, M., STREICHER, R. (1994). **Glued timber steelplates joints**, 1<sup>st</sup> International Rilem Symposium on Timber Engineering, Stockolm, Swedwn, September, 13-14, p. 389-397.

KIRCHHOF, L.D. (2006). **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. 1v. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

KOTINDA, T.I. (2004). **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje - viga**. 1v. 87p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

KORIN, U.; BUCHANAN, A. H., MOSS, P. J. (1999). **Effect of bar arrangement on tensile strength of epoxied and bolts in glulam**. Proceedings of Pacific Timber Engineering Conference, Rotura, New Zeland, Mar. p. 14 - 18.

KUENZI, E.W. **Theoretical design of a nailed or bolted joint under lateral load**, USDA-FS. Forest Product Laboratory (FPL). Report n<sup>o</sup>. D1951, Madison, WI, 1955.

LARANJEIRAS, A.C.R (1976). **Redução da aderência aço-concreto sob a ação de cargas repetidas**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., Salvador, 1976. Anais, Salvador, IBRACON, 1976, 25p.

LEONHARDT, F. ; MONNING, E. (1977). **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1<sup>a</sup> ed. Rio de Janeiro, Interciência. V.1.

LIANG, Q.Q.; UY, B.; BRADFORD, M.A.; RONAGH, H.R. (2004). **Ultimate strength of continuous composite beams in combined bending and shear**. Journal of Constructional Steel Research, v.60, p.1109-1128.

LIMA, J. F. (1983). **Pontes de concreto armado**. 115p. Apostila (notas de aula) – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Campo Grande, 1983.

LUNDGREN, K. e GYLLTOFT, K. (2000). **A model for the bond between concrete and reinforcement**. Magazine of Concrete Research. V. 52. Iss. 1. Feb.

MACEDO, A. N. (2000). **Fadiga em emendas dentadas em madeira laminada colada**. 196p. Dissertação (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.

MADSEN, B. (1996). **Timber connections with strength and reliability of steel**, International Wood Conference, Toronto Canadá, p. 4-504 4-511.

MÄKIPURO, R., TOMMOLA, J., SALOKANGAS, L., JUTILA, A. (1996). **Wood-concrete composite**. Nordic Timber Bridge Project, Stockholm Sweden. 71p.

MAGALHÃES, L. N., CHAHUD, E. (1998). **Análise experimental de vigas T composta por madeira/concreto**. VI Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira, Anais, Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, 22-24 julho, p. 267-276.

MATTHIESEN, J. A. (2000). **Estudo da ligação madeira-concreto com parafusos auto-atarrachantes comerciais**. In: VII Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira, São Carlos, Anais, 12-14 jul, CD, 10 p.

MATTHIESEN, J. A. (2001). **Contribuição ao estudo das estruturas mistas. “Estudo experimental de estruturas mistas de madeira e concreto interligados por parafusos”**, Tese (Livre Docência), 84p, Ilha Solteira, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

NATTERER, J. et al. (1996). **Composite wood-concrete floors for multi-story buildings**. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans, USA. Proceedings... New Orleans: Louisiana State Univewrnsity. P.431-435.

NICOLAS, E. A. (2001). **Estudo de ligações em estruturas mistas de concreto-madeira**. 103 p. Dissertação (mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2001.

NICOLAS, E. A. et al. (2004). **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 do Sul. 1 CD ROOM.

OLIVEIRA FILHO, J. (2005). **Estudo teórico-experimental da influência de cargas cíclicas na rigidez de vigas de concreto armado**. 218p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2005.

PAULTRE, P., CHAALLAL, O., PROULX, J. (1992). **Bridge dynamics and dynamic amplification factors – a review of experimental findings**. Civ. Eng. 19, p. 260-278.

PIGOZZO, J. C. (2002). **Utilização de barras de aço coladas, como conectores, em tabuleiros mistos de madeira de concreto para pontes**. 71p. Texto de qualificação (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2002.



PIGOZZO, J. C. (2004). **Estudo e aplicações de barras de aço coladas como conectores em lajes mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes**. 343p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

PIGOZZO, J. C. (2006). **Determinação do módulo de deslizamento e resistência limite de conectores de cisalhamento para estruturas mistas de madeira e concreto**. In X Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira – EBRAMEM, São Pedro, Anais, 16p.

PINCUS, G. (1969). **Bonded wood-concrete T-beams**. Journal of Structures Division, ASCE, v.95, n.10, p.2265-2279.

PINHO, F. O., BELLEI, I. H. (2007). **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Instituto brasileiro de siderurgia / centro brasileiro de construção em aço, Rio de Janeiro, Anais, 138p.

QUEIROZ, F.D.; VELLASCO, P.C.G.S.; NETHERCOT, D.A. (2005). **Structural assessment of composite beams using the finite element method**. Proceedings of Eurosteel, v. B, s. 4.3, p.49-59.

RILEM TC 111 CST (1992). **Behavior of timber-concrete composite load-bearing structures**. Proceedings of ACMAR – Ravenna International Symposium. Department of Civil Engineering University of Florence, Italy.

SALAWU, O. S., WILLIAMS C. (1995). **Review of full-scale dynamics testing of bridge structures**, Structural Engineering v17, n2, p 113-121.

SHIMURA, S. H., NOBREGA, P. G. B., (2002). **A análise dinâmica segundo as normas brasileiras de projeto de estruturas de concreto**. 44º Congresso Brasileiro – Instituto Brasileiro do Concreto, p. 1-16.

SILVA, J. G. S., ROEHL, J. L. P. (1999). **Formulação probabilística para análise de tabuleiros de pontes rodoviárias com irregularidades superficiais**. In 7<sup>th</sup> International Conference on Dynamic Problems in Mechanics, Rio de Janeiro, Set 1999, vol.21, n.3, p.433-445. ISSN 0100-7386.

SORIANO, J. (2001). **Estruturas mistas em concreto e madeira: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil**. 215 p. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2001.

SORIANO, J., DINTER, C. M., TACITANO, M., PINTO Jr. N. O., MASCIA, N. T. (1998). **Análise teórico-experimental de uma viga seção “T” em concreto-madeira**. In: VI Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira, Florianópolis, Anais, Universidade Federal de Santa Catarina, v. 4, p. 283-294.

SORIANO, J., MASCIA, N. T. (1999). **Estruturas Mistas em Concreto e Madeira em Pontes**. Disponível em: <[http://www.ecivilnet.com/artigos/estruturas\\_mistas.htm](http://www.ecivilnet.com/artigos/estruturas_mistas.htm)>. Acesso em 30 Mar. 2005.

SOUZA, A. J.; CHAHUD, E.; MAGALHÃES, L.N. (1998). **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 MADEIRAS, 6., 1998, Florianópolis. Anais... Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina. V.2, p.278-285.

TRUEGRID versão 2.10 Documentation.

TURKOWSKYJ, S. (1991). **Prefabricated joints of timber structures on inclined glued in bars**, Proceedings of International Timber Engineering Conference, London, United Kingdom, September 2-5, 1991.

WEAVER, C. A., DAVIDS, W. G., DAGHER H. J. (2004). **Testing and Analysis of Partially Composite Fiber-Reinforced Polymer-Glulam-Concreto Bridge Girders.** Journal of Bridge Engineering – ASCE, July/August, 316-325.

WEAVER, C. A. (2002). **Behavior of FRP-reinforced glulam-concrete composite bridge girders.** MS thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Maine, Orono, Me.

WERNERSSON, H., GUSTAFSSON, P. J. (1996). **A mixed-mod model for analysis of brittle and ductile glued joints.** In International Wood Engineering Conference, New Orleans, Oct., v. 4, 481-487.

VALLE, A. (1994). **Estudo da aderência entre concreto e armadura sob carregamento cíclico.** São Paulo. 171p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

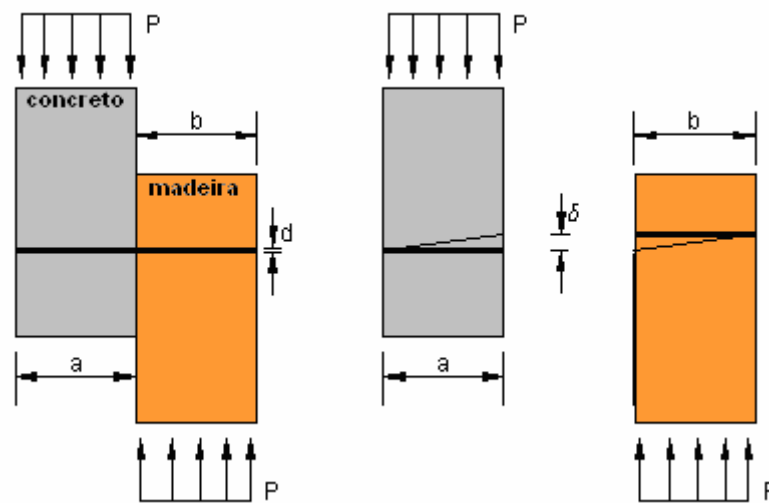
YANNOPOULOS, P.J. e TASSIOS, T.P. (1991). **Reinforced concrete axial elements analyzed under monotonic and cyclic actions.** ACI Structural Journal, v.88, n.1, p.3-11, Jan.-Feb.

YTTRUP, P. J., NOLAN, G. (2001) **Performance of Timber Bridges in Tasmânia, Austrália (2001).** Disponível em: <<http://oak.arch.utas.edu.au>>. Acesso em 28 Ago. 2004.

## APÊNDICE A – DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DO CONECTOR “VERTICAL” A PARTIR DO MODELO DE KUENZI

O valor do módulo de deslizamento, obtido a partir do modelo de Kuenzi, conforme procedimento apresentado na sequência, foi posteriormente utilizado no modelo de Mohler (APÊNDICE D) para a estimativa da seção transversal “T” considerada para os ensaios de vigas mistas com conectores “verticais”.

Inicialmente, não se dispunha de um valor de referência relativo a rigidez do conector “vertical” formado por barra de aço com diâmetro de 19mm.



**Figura A 1:** Seção considerada para a determinação do  $K_{kuenzi}$ . Fonte: (Modificado de ALVIM 2000).

- Considerações iniciais para os materiais madeira-concreto, PIGOZZO (2004):  
 $E_c = 27434\text{N/mm}^2$  (módulo de elasticidade médio do concreto na compressão);  
 $E_w = 20000\text{N/mm}^2$  (módulo de elasticidade médio da madeira na tração);
- Considerações iniciais para o conector “vertical” utilizado nos ensaios das vigas:  
 $d = 19\text{mm}$  (diâmetro do conector);  
 $E_s = 210000\text{N/mm}^2$  (módulo de deformação do conector);  
 $a = 70\text{mm}$  (profundidade do conector na peça de concreto);  
 $b = 80\text{mm}$  (profundidade do conector na peça de madeira).
- Propriedade geométrica da seção do conector:

$$I_p = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{\pi \cdot (19)^4}{64} = 6397,12\text{mm}^4 \text{ (momento de inércia);}$$

- Módulo elástico da fundação de suporte para cada um dos materiais:

$$\bar{k}_1 = \frac{d \cdot E_1}{25,4} = \frac{19 \cdot 27434}{25,4} = 20521,45 \text{ N/mm}^2 \text{ (valor para o concreto);}$$

$$\bar{k}_2 = \frac{d \cdot E_2}{25,4} = \frac{19 \cdot 20000}{25,4} = 14960,63 \text{ N/mm}^2 \text{ (valor para a madeira)}$$

- Parâmetros de caracterização dos materiais:

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{\bar{k}_1}{4 \cdot E_s \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{20521,45}{4 \cdot 210000 \cdot 6397,12}} = \frac{4,42 \times 10^{-2}}{\text{mm}} \text{ (valor para o concreto);}$$

$$\lambda_1 \cdot a = 3,094$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{\bar{k}_2}{4 \cdot E_s \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{14960,63}{4 \cdot 210000 \cdot 6397,12}} = \frac{4,08 \times 10^{-2}}{\text{mm}} \text{ (valor para a madeira);}$$

$$\lambda_2 \cdot b = 3,268$$

- Fatores de combinações de funções hiperbólicas e trigonométricas:

$$L_1 = \frac{\lambda_1}{\bar{k}_1} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot a) - \sin(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cos(\lambda_1 \cdot a)}{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) - \sin^2(\lambda_1 \cdot a)} \right]$$

$$L_1 = \frac{4,42 \times 10^{-2}}{20521,45} \cdot \left[ \frac{\sinh(3,094) \cdot \cosh(3,094) - \sin(3,094) \cdot \cos(3,094)}{\sinh^2(3,094) - \sin^2(3,094)} \right] = 2,16 \times 10^{-6}$$

$$L_2 = \frac{\lambda_2}{\bar{k}_2} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cosh(\lambda_2 \cdot b) - \sin(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cos(\lambda_2 \cdot b)}{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) - \sin^2(\lambda_2 \cdot b)} \right]$$

$$L_2 = \frac{4,08 \times 10^{-2}}{14960,63} \cdot \left[ \frac{\sinh(3,268) \cdot \cosh(3,268) - \sin(3,268) \cdot \cos(3,268)}{\sinh^2(3,268) - \sin^2(3,268)} \right] = 2,74 \times 10^{-6}$$

$$J_1 = \frac{\lambda_1^2}{\bar{k}_1^2} \cdot \left[ \frac{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) + \sin^2(\lambda_1 \cdot a)}{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) - \sin^2(\lambda_1 \cdot a)} \right]$$

$$J_1 = \frac{(4,42 \times 10^{-2})^2}{(20521,45)^2} \cdot \left[ \frac{\sinh^2(3,094) + \sin^2(3,094)}{\sinh^2(3,094) - \sin^2(3,094)} \right] = 4,64 \times 10^{-12}$$

$$J_2 = \frac{\lambda_2^2}{\bar{k}_2^2} \cdot \left[ \frac{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) + \sin^2(\lambda_2 \cdot b)}{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) - \sin^2(\lambda_2 \cdot b)} \right]$$

$$J_2 = \frac{(4,08 \times 10^{-2})^2}{(14960,63)^2} \cdot \left[ \frac{\sinh^2(3,268) + \sin^2(3,268)}{\sinh^2(3,268) - \sin^2(3,268)} \right] = 7,46 \times 10^{-12}$$

$$K_1 = \frac{\lambda_1^3}{\bar{k}_1} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot a) + \sin(\lambda_1 \cdot a) \cdot \cos(\lambda_1 \cdot a)}{\sinh^2(\lambda_1 \cdot a) - \sin^2(\lambda_1 \cdot a)} \right]$$

$$K_1 = \frac{(4,42 \times 10^{-2})^3}{(20521,45)} \cdot \left[ \frac{\sinh(3,094) \cdot \cosh(3,094) + \sin(3,094) \cdot \cos(3,094)}{\sinh^2(3,094) - \sin^2(3,094)} \right] = 4,22 \times 10^{-9}$$

$$K_2 = \frac{\lambda_2^3}{\bar{k}_2} \cdot \left[ \frac{\sinh(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cosh(\lambda_2 \cdot b) + \sin(\lambda_2 \cdot b) \cdot \cos(\lambda_2 \cdot b)}{\sinh^2(\lambda_2 \cdot b) - \sin^2(\lambda_2 \cdot b)} \right]$$

$$K_2 = \frac{(4,08 \times 10^{-2})^3}{14960,63} \cdot \left[ \frac{\sinh(3,268) \cdot \cosh(3,268) + \sin(3,268) \cdot \cos(3,268)}{\sinh^2(3,268) - \sin^2(3,268)} \right] = 4,57 \times 10^{-9}$$

- Módulo de deslizamento definido analiticamente segundo o modelo de Kuenzi:

$$k_{\text{kuenzi}} = \frac{2 \cdot (k_1 + k_2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot (k_1 + k_2) - (J_1 + J_2)^2}$$

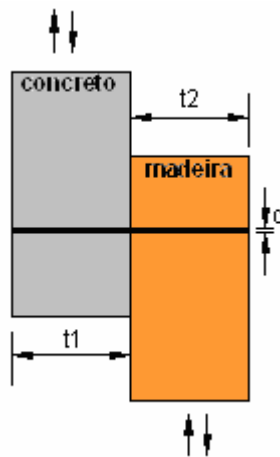
$$k_{\text{kuenzi}} = \frac{2 \cdot (4,22 \times 10^{-9} + 4,57 \times 10^{-9})}{2 \cdot (2,16 \times 10^{-6} + 2,74 \times 10^{-6}) \cdot (4,22 \times 10^{-9} + 4,57 \times 10^{-9}) - (4,64 \times 10^{-12} + 7,46 \times 10^{-12})^2}$$

$$\boxed{k_{\text{kuenzi}} = 204,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}} \text{ (rigidez inicial de cada conector “vertical” com diâmetro de 19mm)}$$

## APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONECTOR “VERTICAL” - NBR7190/1997

O valor da resistência ao cisalhamento do conector “vertical”, com 19mm de diâmetro, foi obtido a partir da norma brasileira NBR 7190/1993, conforme procedimento apresentado na sequência, sendo este valor posteriormente utilizado no modelo de Mohler (APÊNCIDE D) para a estimativa da seção transversal “T” para as vigas mistas com conectores “verticais”.

Inicialmente, também não se dispunha, neste caso, de um valor de referência relativo a resistência ao cisalhamento do conector “vertical” com 19mm de diâmetro para os ensaios das vigas.



**Figura B 1:** Seção para a determinação da resistência do conector “vertical” ao cisalhamento.

Para o cálculo da resistência do conector “vertical” ao cisalhamento foram considerados valores médios e característicos disponíveis na bibliografia consultada.

- Considerações admitidas inicialmente:

$t_1 = 8\text{cm}$  (profundidade do conector na madeira a ser utilizada nos ensaios de vigas);

$t_2 = 7\text{cm}$  (profundidade do conector no concreto a ser utilizada nos ensaios de vigas);

$t = 7\text{cm}$  (profundidade do conector considerada nos cálculos, menor valor entre  $t_1$  e  $t_2$ );

$d = 19\text{mm}$  (diâmetro do conector “vertical” a ser utilizado nas vigas);

$f_{y,k} = 50\text{kN/cm}^2$  (tensão de escoamento característica do conector de aço, CA-50);

$f_{w,c} = 4,47\text{kN/cm}^2$  (resistência média a compressão da madeira, PIGOZZO 2004);

$f_{c,c} = 2,92\text{kN/cm}^2$  (resistência média a compressão do concreto, PIGOZZO 2004);

$f_e$  = resistência ao embutimento do material considerado.

- Verificação inicial do material de menor resistência (NBR7190/1990):

$$\beta_{lim} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{f_{y,k}}{f_e}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{50}{2,92}} = 5,17$$

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{7}{1,9} = 3,68$$

$\beta < \beta_{lim}$ , (esmagamento da peça de concreto)

- Resistência do conector “vertical” ao cisalhamento segundo NBR7190/1997:

$$R_{v,1} = 0,40 \cdot \frac{t^2}{\beta} \cdot f_e$$

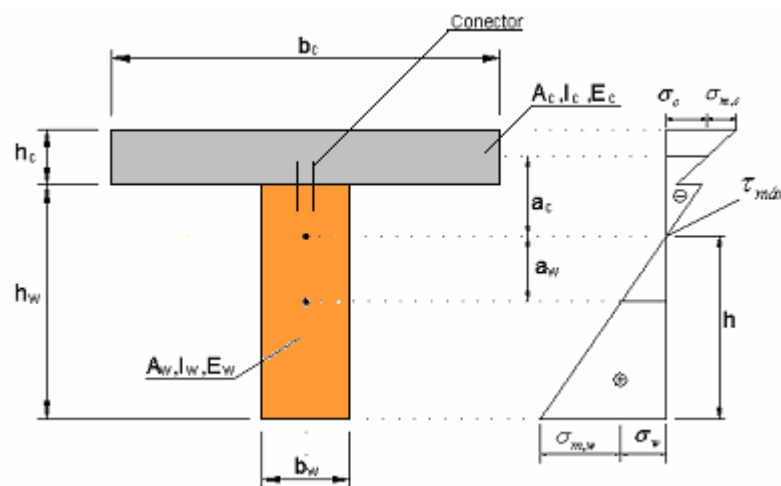
$$R_{v,1} = 0,40 \cdot \frac{(7)^2}{3,68} \cdot 2,92$$

$R_{v,1} = 15,55\text{kN}$  (valor de resistência ao cisalhamento para cada conector “vertical” com 19mm de diâmetro).

## APÊNDICE C – ESTIMATIVA DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL “T” PARA AS VIGAS MISTAS COM CONECTORES EM “X”

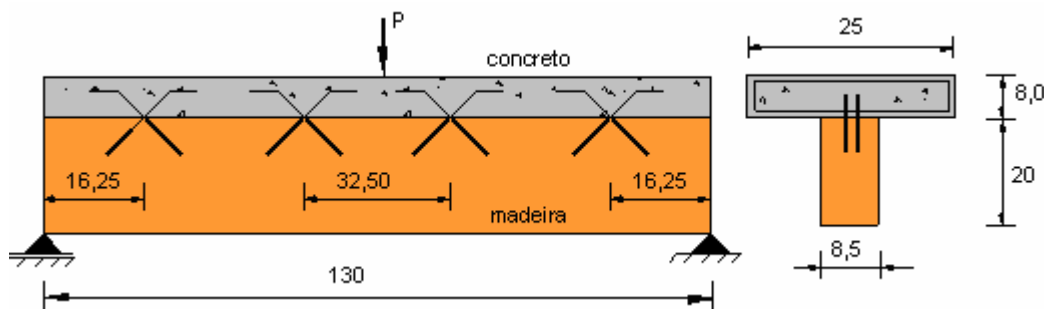
A determinação da seção transversal das vigas mistas com conectores em “X”, considerada para os ensaios estáticos e dinâmicos de flexão das vigas V01, V02, V03, V04, V05 e V06, foi efetuada a partir do modelo de Mohler, utilizando-se os resultados experimentais de resistência e rigidez obtidos por PIGOZZO (2004), em ensaios de cisalhamento, realizados em corpos-de-prova mistos com conectores em “X”. Foram considerados, neste caso, dois principais aspectos no dimensionamento da viga:

- as vigas foram dimensionadas tendo como caso mais crítico o limite de resistência da conexão;
- as dimensões das vigas atenderam as limitações físicas da máquina de ensaios.



**Figura C 1:** Seção transversal “T” proposta para as vigas mistas com conectores dispostos em “X”.

A Figura C 2 apresenta a configuração completa proposta para a viga mista de seção “T” com conectores em “X”. As verificações no modelo de Mohler foram efetuadas para uma carga concentrada “P” aplicada no meio do vão da viga mista.



**Figura C 2:** Dimensões da seção transversal “T” e disposição dos conectores para a viga mista com conectores em “X”.



- Propriedades geométricas da seção transversal “T” proposta:

$$A_c = b_c \cdot h_c = 25 \cdot 8 = 200 \text{cm}^2 \text{ (área da seção da mesa de concreto);}$$

$$A_w = b_w \cdot h_w = 8,5 \cdot 20 = 170 \text{cm}^2 \text{ (área da seção da viga de madeira);}$$

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{25 \cdot (8)^3}{12} = 1066,7 \text{cm}^4 \text{ (momento de inércia da mesa de concreto);}$$

$$I_w = \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{8,5 \cdot (20)^3}{12} = 5666,7 \text{cm}^4 \text{ (momento de inércia da viga madeira).}$$

- Valores admitidos nas verificações iniciais, PIGOZZO (2004):

$$E_c = 2743,40 \text{KN/cm}^2 \text{ (módulo de elasticidade médio do concreto na compressão);}$$

$$f_{c,c} = 2,92 \text{KN/cm}^2 \text{ (resistência média do concreto a compressão);}$$

$$E_w = 2000,00 \text{KN/cm}^2 \text{ (módulo de elasticidade médio da madeira na compressão);}$$

$$f_{w,c} = 4,47 \text{KN/cm}^2 \text{ (resistência média da madeira a compressão paralela às fibras);}$$

$$K_{ser} = 306,5 \text{KN/cm} \text{ (módulo de deslizamento de serviço para cada conector “X”);}$$

$$K_u = 2/3 \cdot K_{ser} = 204,33 \text{kN/cm} \text{ (módulo de deslizamento último de cada conector “X”);}$$

$$R_{v,l} = 23,78 \text{KN} \text{ (resistência ao cisalhamento de cada conector “X”);}$$

$$d = 8 \text{mm} \text{ (diâmetro das barras de aço que compõem o conector “X”).}$$

⇒ *Verificação dos Estados Limites Últimos:*

- Fatores de redução de inércia:

$$\gamma_w = 1 \text{ (fator para a madeira);}$$

$$\gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s}{K_u \cdot L^2} \right] = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot 32,5}{204,3 \cdot (130)^2} \right]^{-1} = 0,019 \text{ (fator para o concreto).}$$

onde:

s = espaçamento entre os conectores “X” na viga mista;

L = vão da viga mista (distância entre apoios).

- Distâncias dos centróides das seções dos materiais a linha neutra (LN) da viga mista:

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} = \frac{0,019 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (8 + 20)}{2 \cdot (0,019 \cdot 2743,4 \cdot 200 + 1 \cdot 2000 \cdot 170)} = 0,42 \text{cm}$$

$$a_c = \left[ \frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w = \left[ \frac{8 + 20}{2} \right] - 0,42 = 13,58 \text{cm}$$

onde:

$a_c$  = distância do centróide da área de concreto até a linha neutra da viga mista;

$a_w$  = distância do centróide da área de madeira até a linha neutra da viga mista;

$h_c$  = altura da mesa de concreto;

$h_w$  = altura da viga madeira.

- Rigidez efetiva:

$$(EI_{ef}) = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2$$

$$(EI_{ef}) = 2743,4 \cdot 1066,7 + 0,019 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (13,58)^2 + 2000 \cdot 5666,7 + 1 \cdot 2000 \cdot 170 \cdot (0,42)^2$$

$$(EI_{ef}) = 16242286,99 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

- Tensão normal de compressão na mesa de concreto:

$$\sigma_c + \sigma_{m,c} \leq f_{c,c} \text{ (verificação na extremidade superior)}$$

$$\sigma_c = \gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão no concreto devido a força normal);}$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão no concreto devido ao momento fletor).}$$

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \text{ (momento fletor na seção considerada devido a carga concentrada “P”)}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \leq f_{c,c}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} \leq f_{c,c}$$

$$0,019 \cdot 2743,4 \cdot 13,58 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16242286,99)} + 0,5 \cdot 2743,4 \cdot 8 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16242286,99)} \leq 2,92$$

$$P \leq 124,92 \text{ kN} \text{ (limite para a força de compressão na mesa de concreto).}$$

- Tensão normal de tração na viga de madeira:

$$\sigma_w + \sigma_{m,w} \leq f_{w,t} \text{ (verificação na extremidade inferior)}$$

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão na madeira devido a força normal)}$$

$$\sigma_{m,w} = 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão na madeira devido ao momento fletor)}$$

$$\gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \leq f_{w,t}$$

$$\gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} \leq \frac{f_{w,c}}{0,77}$$

$$1 \cdot 2000 \cdot 0,42 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16242286,99)} + 0,5 \cdot 2000 \cdot 20 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16242286,99)} \leq \frac{4,47}{0,77}$$

$$\boxed{P \leq 139,2 \text{ kN}} \text{ (limite para a força de tração na viga de madeira)}$$

onde:

$f_{w,t}$  = resistência da madeira a tração na direção paralela às fibras;

- Tensão máxima de cisalhamento na viga mista:

$$\tau_{w,max} = 0,5 \cdot E_w \cdot h^2 \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq f_{v,0} \text{ (verificação na LN da seção)}$$

$$V = \frac{P}{2} \text{ (força máxima de cisalhamento na seção considerada)}$$

$$0,5 \cdot E_w \cdot h^2 \cdot \frac{P}{2 \cdot (EI)_{ef}} \leq 0,12 \cdot f_{w,c}$$

$$0,5 \cdot 2000 \cdot \left(\frac{20}{2} + 0,42\right)^2 \cdot \frac{P}{2 \cdot (16242286,99)} \leq 0,12 \cdot 4,47$$

$$\boxed{P \leq 160,48 \text{ kN}} \text{ (limite para a força de cisalhamento na LN da viga mista)}$$

onde:

$f_{v,0}$  = resistência ao cisalhamento da madeira paralelamente às fibras.

⇒ *Verificação dos Estados Limites de Utilização:*

- Fatores de redução de inércia:

$$\gamma_w = 1 \text{ (fator para a madeira);}$$

$$\gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s}{K_{ser} \cdot L^2} \right] = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot 32,5}{306,5 \cdot (130)^2} \right]^{-1} = 0,029 \text{ (fator para o concreto).}$$

- Distâncias dos centróides das seções dos materiais a linha neutra (LN) da viga mista:

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} = \frac{0,029 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (8 + 20)}{2 \cdot (0,029 \cdot 2743,4 \cdot 200 + 1 \cdot 2000 \cdot 170)} = 0,63 \text{ cm}$$

$$a_c = \left[ \frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w = \left[ \frac{8 + 20}{2} \right] - 0,63 = 13,37 \text{ cm}$$

- Rigidez efetiva:

$$(EI_{ef}) = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2$$

$$(EI_{ef}) = 2743,4 \cdot 1066,7 + 0,029 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (13,37)^2 + 2000 \cdot 5666,7 + 1 \cdot 2000 \cdot 170 \cdot (0,63)^2$$

$$(EI_{ef})_{teorico} = 17239060,52 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

- Força de cisalhamento na conexão:

$$F_{conex\tilde{a}o} = \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq R_{v1} \text{ (verificação)}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{P}{2 \cdot (EI)_{ef}} \leq R_{v1}$$

$$0,029 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot 13,37 \cdot 32,5 \cdot \frac{P}{2 \cdot (17239060,52)} \leq 23,78$$

$$P \leq 118,58 \text{ kN} \text{ (limite para a força de cisalhamento nos conectores “X”)}$$

onde:

$R_{v1}$  = resistência ao cisalhamento de cada conector “X”.

- Deslocamento vertical para o concreto devido a carga acidental P:

$$u_{q,lim} \leq \frac{L}{500} = \frac{130}{500} = 2,6 \text{ cm (valor limite de flecha para o concreto)}$$

- Deslocamento vertical para o madeira devido a carga acidental P:

$$u_{lim} \leq \frac{L}{200} = \frac{130}{200} = 6,5 \text{ mm (valor limite de flecha para a madeira)}$$

Após a análise dos resultados analíticos preliminares, obtidos a partir do modelo de Mohler, para as vigas mistas de seção transversal “T”, com conectores dispostos em “X”, observou-se que a falha ocorreu primeiramente na conexão (cisalhamento dos conectores), posteriormente no concreto (compressão na mesa), e então na madeira (tração na extremidade inferior da viga com posterior cisalhamento na LN).

Neste caso, a relação entre a força de cisalhamento nos conectores (118,58kN) e a força última de ruptura por cisalhamento na linha neutra da viga mista (160,48kN) foi de aproximadamente 73,89%.

Posteriormente, com base nos resultados analíticos, obtidos a partir do modelo de Mohler, foram confeccionadas 06 vigas mistas (V01, V02, V03, V04, V05 e V06) e também 06 corpos-de-prova mistos (CP02-VR1, CP05-VR1, CP06-VR1, CP07-VR2, C09-VR2 e CP10-VR2), com conectores dispostos em “X”, para a realização dos ensaios propostos no presente projeto de pesquisa.

## APÊNDICE D – ESTIMATIVA DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL “T” PARA AS VIGAS MISTAS COM CONECTORES “VERTICAIS”

A determinação da seção transversal “T” das vigas mistas com conectores “verticais”, considerada nos ensaios estáticos e dinâmicos de flexão das vigas V07, V08, V09, V10, V11 e V12, foi efetuada a partir do modelo de Mohler, utilizando-se os resultados de rigidez e resistência, obtidos para o conector “vertical”, a partir do modelo de Kuenzi (APÊNDICE A) e da NBR7190/1997 (APÊNDICE B), respectivamente.

Foram consideradas, neste caso, as mesmas propriedades físicas admitidas para os materiais na determinação da seção transversal “T” a partir da utilização de conectores dispostos em “X”, PIGOZZO (2004). Neste caso, foram considerados três principais aspectos no dimensionamento da viga:

- a viga foi dimensionada tendo como caso mais crítico o limite de resistência da conexão;
- as dimensões da viga atenderam as limitações físicas da máquina de ensaios.
- o dimensionamento do conector “vertical” foi condicionado ao embutimento na madeira ao invés de flexão do conector, na interface dos materiais, na direção do fluxo de cisalhamento (conector com 19mm de diâmetro).

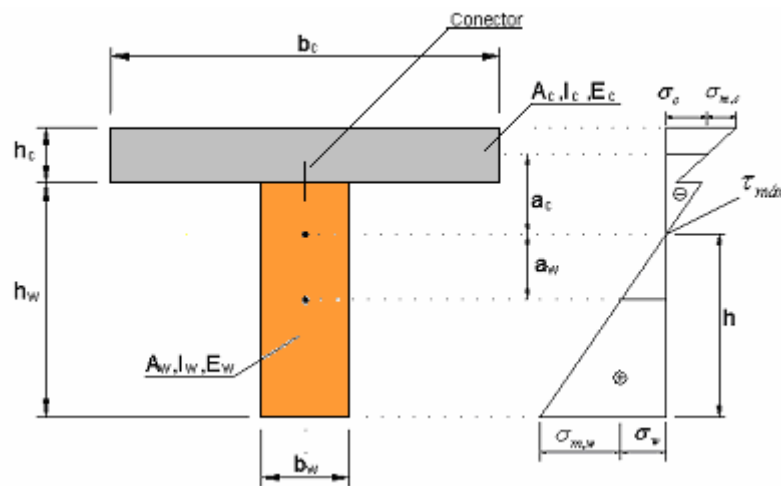
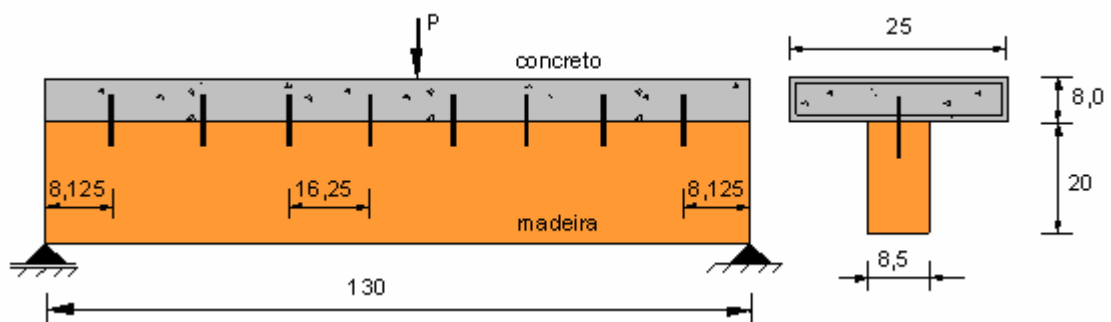


Figura D 1: Seção transversal “T” proposta para a viga com conectores “verticais”.

- Propriedades físicas para os materiais, PIGOZZO (2004):  
 $E_c = 2743,40 \text{KN/cm}^2$  (módulo de elasticidade médio do concreto na compressão);  
 $f_{c,c} = 2,92 \text{KN/cm}^2$  (resistência média do concreto a compressão);  
 $E_w = 2000,00 \text{KN/cm}^2$  (módulo de elasticidade médio da madeira na compressão);  
 $f_{w,c} = 4,47 \text{KN/cm}^2$  (resistência média da madeira a compressão paralela às fibras);

- Valores obtidos analiticamente para o conector “vertical” com 19mm de diâmetro:  
 $K_{ser} = 204,06 \text{KN/cm}$  (módulo de deslizamento de serviço do conector, Kuenzi);  
 $K_u = 2/3 \cdot K_{ser} = 136,04 \text{kN/cm}$  (módulo de deslizamento último do conector);  
 $R_{v,1} = 15,55 \text{KN}$  (resistência ao cisalhamento do conector, NBR7190/1997).

A figura seguinte apresenta a configuração completa proposta para a viga mista com conectores “verticais”. As verificações no modelo de Mohler, neste caso, também foram efetuadas para uma carga concentrada “P” aplicada no centro do vão da viga mista.



**Figura D 2:** Dimensões da seção transversal e disposição dos conectores para a viga mista com conectores “verticais”.

- Propriedades geométricas da seção:

$$A_c = b_c \cdot h = 25 \cdot 8 = 200 \text{cm}^2 \text{ (área da seção da mesa de concreto);}$$

$$A_w = b_w \cdot h = 8,5 \cdot 20 = 170 \text{cm}^2 \text{ (área da seção da viga de madeira);}$$

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{25 \cdot (8)^3}{12} = 1066,7 \text{cm}^4 \text{ (momento de inércia da mesa de concreto);}$$

$$I_w = \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{8,5 \cdot (20)^3}{12} = 5666,7 \text{cm}^4 \text{ (momento de inércia da viga madeira).}$$

⇒ *Verificação dos Estados Limites Últimos:*

- Fatores de redução de inércia:

$$\gamma_w = 1 \text{ (fator para a madeira);}$$

$$\gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s}{K_u \cdot L^2} \right] = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot 16,25}{136,04 \cdot (130)^2} \right]^{-1} = 0,025 \text{ (fator para o concreto).}$$

onde:

s = espaçamento entre os conectores verticais na viga mista;

L = vão livre da viga mista (distância entre apoios).

- Distâncias dos centróides das seções dos materiais a linha neutra (LN) da viga mista:

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} = \frac{0,025 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (8 + 20)}{2 \cdot (0,025 \cdot 2743,4 \cdot 200 + 1 \cdot 2000 \cdot 170)} = 0,54\text{cm}$$

$$a_c = \left[ \frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w = \left[ \frac{8 + 20}{2} \right] - 0,54 = 13,46\text{cm}$$

onde:

$a_c$  = distância do centróide da área de concreto até a linha neutra da viga mista;

$a_w$  = distância do centróide da área de madeira até a linha neutra da viga mista;

$h_c$  = altura da laje de concreto;

$h_w$  = altura da viga madeira.

- Rigidez efetiva:

$$(EI_{ef}) = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2$$

$$(EI_{ef}) = 2743,4 \cdot 1066,7 + 0,025 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (13,56)^2 + 2000 \cdot 5666,7 + 1 \cdot 2000 \cdot 170 \cdot (0,54)^2$$

$$(EI_{ef}) = 16881122,95\text{kN} \cdot \text{cm}^2$$

- Tensão normal de compressão na mesa de concreto:

$$\sigma_c + \sigma_{m,c} \leq f_{c,c} \text{ (verificação na extremidade superior)}$$

$$\sigma_c = \gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão no concreto devido a força normal);}$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão no concreto devido ao momento fletor).}$$

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \text{ (momento fletor na seção considerada devido a carga concentrada “P”)}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \leq f_{c,c}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} \leq f_{c,c}$$

$$0,025 \cdot 2743,4 \cdot 13,46 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16881122,95)} + 0,5 \cdot 2743,4 \cdot 8 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16881122,95)} \leq 2,92$$

$$P \leq 127,45\text{kN} \text{ (limite para a força de compressão na mesa de concreto)}$$



- Tensão normal de tração na viga de madeira:

$$\sigma_w + \sigma_{m,w} \leq f_{w,t} \text{ (verificação na extremidade inferior)}$$

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão na madeira devido a força normal)}$$

$$\sigma_{m,w} = 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \text{ (tensão na madeira devido ao momento fletor)}$$

$$\gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \leq f_{w,t}$$

$$\gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} + 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{P \cdot L}{4 \cdot (EI)_{ef}} \leq \frac{f_{w,c}}{0,77}$$

$$1 \cdot 2000 \cdot 0,54 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16881122,95)} + 0,5 \cdot 2000 \cdot 20 \cdot \frac{P \cdot 130}{4 \cdot (16881122,95)} \leq \frac{4,47}{0,77}$$

$$\boxed{P \leq 143,04 \text{ kN}} \text{ (limite para a força de tração na viga de madeira)}$$

onde:

$f_{w,t}$  = resistência da madeira a tração da paralela às fibras;

- Tensão máxima de cisalhamento na linha neutra da viga mista:

$$\tau_{w,max} = 0,5 \cdot E_w \cdot h^2 \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq f_{v,0} \text{ (verificação)}$$

$$V = \frac{P}{2} \text{ (força máxima de cisalhamento na seção considerada)}$$

$$0,5 \cdot E_w \cdot h^2 \cdot \frac{P}{2 \cdot (EI)_{ef}} \leq 0,12 \cdot f_{w,c}$$

$$0,5 \cdot 2000 \cdot \left(\frac{20}{2} + 0,54\right)^2 \cdot \frac{P}{2 \cdot (16881122,95)} \leq 0,12 \cdot 4,47$$

$$\boxed{P \leq 163,02 \text{ kN}} \text{ (limite para a força de cisalhamento na LN da viga mista)}$$

onde:

$f_{v,0}$  = resistência ao cisalhamento da madeira paralelamente às fibras.

⇒ *Verificação dos Estados Limites Utilização:*

- Fatores de redução de inércia:

$$\gamma_w = 1 \text{ (fator para a madeira);}$$

$$\gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s}{K_{ser} \cdot L^2} \right] = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot 16,25}{204,06 \cdot (130)^2} \right]^{-1} = 0,038 \text{ (fator para o concreto).}$$

- Distâncias dos centróides das seções dos materiais a linha neutra (LN) da viga mista:

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} = \frac{0,038 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (8 + 20)}{2 \cdot (0,038 \cdot 2743,4 \cdot 200 + 1 \cdot 2000 \cdot 170)} = 0,81 \text{cm}$$

$$a_c = \left[ \frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w = \left[ \frac{8 + 20}{2} \right] - 0,81 = 13,19 \text{cm}$$

- Rigidez efetiva:

$$(EI_{ef}) = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2$$

$$(EI_{ef}) = 2743,4 \cdot 1066,7 + 0,038 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot (13,19)^2 + 2000 \cdot 5666,7 + 1 \cdot 2000 \cdot 170 \cdot (0,81)^2$$

$$(EI_{ef})_{teorico} = 18110232,63 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

- Força de cisalhamento na conexão:

$$F_{conexão} = \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq R_{v1} \text{ (verificação)}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{P}{2 \cdot (EI)_{ef}} \leq R_{v1}$$

$$0,038 \cdot 2743,4 \cdot 200 \cdot 13,19 \cdot 16,25 \cdot \frac{P}{2 \cdot (18110232,63)} \leq 15,55$$

$$P \leq 126,03 \text{ kN} \text{ (limite para a força de cisalhamento nos conectores “verticais”)}$$

onde:

$R_{v1}$  = resistência ao cisalhamento de cada conector “vertical”.

- Deslocamento vertical para o concreto devido a carga acidental P:

$$u_{q,lim} \leq \frac{L}{500} = \frac{130}{500} = 2,6 \text{cm (valor limite de flecha para o concreto)}$$

- Deslocamento vertical para o madeira devido a carga acidental P:

$$u_{lim} \leq \frac{L}{200} = \frac{130}{200} = 6,5 \text{cm (valor limite de flecha para a madeira)}$$

Após a análise dos resultados analíticos, obtidos a partir do modelo de Mohler, observou-se que nas vigas mistas de seção transversal “T”, com conectores “verticais”, a

falha também ocorreu primeiramente na conexão (cisalhamento dos conectores), posteriormente no concreto (compressão na mesa), e então na madeira (tração na extremidade inferior da viga com posterior cisalhamento na LN).

Neste caso, a relação entre a força de cisalhamento nos conectores (126,03kN) e a força última de ruptura por cisalhamento na linha neutra da viga mista (163,03kN) foi de aproximadamente 77,31%.

Posteriormente, com base nos resultados preliminares, foram confeccionadas 06 vigas mistas (V07, V08, V09, V10, V11 e V12) e também 06 corpos-de-prova mistos (CP01-VR1, CP03-VR1, CP04-VR1, CP08-VR2, CP11-VR2 e C12-VR2), com conectores “verticais”, para a realização dos ensaios no presente projeto de pesquisa.

## APÊNDICE E – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 1

Na sequência estão apresentados os scripts utilizados pelo ANSYS na calibração e análise do modelo 1, referente ao modelo de corpo-de-prova misto com conectores “verticais”.

```

! *****
! MODELO 01: CORPO-DE-PROVA MISTO COM CONECTORES “VERTICAIS”
! *****
! SCRIPT PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO 1
! ENSAIO ESTÁTICO DO CORPO-DE-PROVA CP12-VR2 (Força estática de referência para calibração: 132,56kN/4)
! PROGRAMA UTILIZADO: ANSYS - VERSÃO 10.0
! SIMULAÇÃO DE 1/4 DA ESTRUTURA
! MALHA GERADA NO TRUE GRID - VERSÃO 2.10
! *****
! Dimensões em (cm)
! Forças aplicadas em (kN)
! *****
! Parâmetros auxiliares:
! Material 1: Concreto (solid 65) - isotrópico
! Material 2: Madeira (solid 45) - ortotrópico
! Material 3: Aço do conector (solid 45) isotrópico
! Material 4: Aço da armadura (link 8) - isotrópico
! *****
! Critérios de resistência para os materiais:
! *****
! Concreto: von Misses (compressão) e Willan-Warke (tração);
! Madeira: Hill (tração e compressão);
! Aço do conector: von Misses (tração e compressão);
! Aço da armadura: von Misses (tração e compressão);
! *****
! OPÇÕES GERAIS
! *****
ALLSEL,ALL
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT
! *****
! Pré-Processamento da estrutura:
! *****
/CONFIG,NPROC,2 !PARA USAR OS 2 PROCESSADORES
! *****
! Dados para consideração de elementos de contato:
! *****
fkn = 1.0 ! rigidez normal
ftoln = 0.1 ! Tolerancia de penetração
! *****
! Valores dos coeficientes de atrito em cada par de contato:
! *****
natrito1 = 0.01 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o concreto
natrito2 = 0.60 ! coeficiente de atrito entre o concreto e o aço
natrito3 = 0.50 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o aço
! *****
! Dados de entrada para o concreto:
! *****
! Propriedades físicas do concreto:
/PREP7
ET,1,SOLID65
! *****
! Módulo de elasticidade do concreto:
! *****
MPTMP,,,,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,EX,1,,2632.34
MPDATA,PRXY,1,,0.2
! *****
! Densidade do concreto:
! *****
MPTMP,,,,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,2.5E-005
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o concreto:
! *****
TB,MELA,1,1,6,
TBTEMP,0

```

```

TBPT,,0.00042715,1.1244
TBPT,,0.00094536,1.9182
TBPT,,0.0014636,2.4496
TBPT,,0.0019818,2.728
TBPT,,0.0025,2.811
TBPT,,0.04,2.811
!
! Consideração do critério de resistência para o concreto:
!
TB,CONC,1,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,0,2,0,6,0,2811,-1,0,0
TBDDATA,,0,0,0,,
!
! Atribuindo a real constante n.1 ao concreto:
!
R,1,,,,,
RMORE,,,,,
RMORE, ,
TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
!
! Dados de entrada para a madeira:
!
! Propriedades elásticas da madeira:
ET,2,SOLID45
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,197
MPDATA,EY,2,,197
MPDATA,EZ,2,,1968
MPDATA,PRXY,2,,0.013
MPDATA,PRYZ,2,,0.013
MPDATA,PRXZ,2,,0.013
MPDATA,GXY,2,,98.40
MPDATA,GYZ,2,,98.40
MPDATA,GXZ,2,,98.40
!
! Densidade da madeira:
!
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,1.0E-005
!
! Valores de entrada para utilização do critério de resistência de Hill:
!
! Propriedades plásticas da madeira:
TBDE,ANIS,2
TB,ANIS,2,,0
TBMODIF,1,1,1.19
TBMODIF,1,2,1.19
TBMODIF,1,3,6.28
TBMODIF,2,1,0.41
TBMODIF,2,2,0.41
TBMODIF,2,3,28
TBMODIF,3,1,1.19
TBMODIF,3,2,1.19
TBMODIF,3,3,6.28
TBMODIF,4,1,0.41
TBMODIF,4,2,0.41
TBMODIF,4,3,28
TBMODIF,5,1,2.39
TBMODIF,5,2,2.39
TBMODIF,5,3,0.24
TBMODIF,6,1,1.80
TBMODIF,6,2,1.80
TBMODIF,6,3,0.0018
!
! Dados de entrada para o aço do conector:
!
! Propriedades físicas do aço:
ET,3,SOLID45
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,21000
MPDATA,PRXY,3,,0.3
!
! Curva Tensão x Deformação para o aço do conector:
!
TB,BISO,3,1,2,

```

```

TB,BISO,3,1,2,
TBDE,MELA,3
TB,BISO,3,1,2,
TBTEMP,0
TBDATA,,50,380,,
! *****
! Densidade para o aço do conector:
! *****
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDE,DENS,3
MPDATA,DENS,3,,0.0000785
! *****
! Dados de entrada para o aço da armadura:
! *****
! Propriedades físicas para o aço da armadura:
ET,6,LINK8
R,3,0.312, ,
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,9,,21000
MPDATA,PRXY,9,,0.3
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o aço da armadura:
! *****
TBDE,MELA,9
TB,BISO,9,1,2,
TBTEMP,0
TBDATA,,50,21,,
! *****
! Densidade para o aço da armadura:
! *****
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,9,,0.0000785
! *****
! Atribuindo a real constante n.3 para a armadura:
! *****
TYPE, 6
MAT, 9
REAL, 3
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
! *****
! ELEMENTOS DE CONTATO:
ET,4,TARGE170
ET,5,CONTA174
! *****
! CONSTANTES REAIS:
R,2,,fkn,ftoln,,
! *****
! Contato entre os materiais:
! *****
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,6,,natrito1
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,7,,natrito2
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,8,,natrito3
! *****
! Entrar com o arquivo malha1.INP (gerado no TGEEdit a partir da malha construída no TrueGrid)
/INPUT,'malha1','inp',D:\Fapesp-2007\modelagem numerica\teste-ansys', 0
! *****
! Criação de cada par de contato entre os materiais:
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (01) - Interface esquerda entre a madeira e o concreto:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_FE                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                           ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                      ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_FE                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                           ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                      ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6

```

```

! *****
! Par de contato (02) - Interface esquerda entre a madeira e o concreto na conexão superior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_FC           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_FC           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (03) - Interface esquerda entre a madeira e o concreto na conexão inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_FB           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_FB           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (04) - região da conexão entre o aço e o concreto (inferior esquerdo):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_EI           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_EI           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (05) - região da conexão entre o aço e o concreto (superior esquerdo):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_ES           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_ES           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (06) - região da conexão entre o aço e a madeira (inferior esquerdo):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_EI           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_EI           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (07) - região da conexão entre o aço e a madeira (superior esquerdo):
! *****
! CONTATO:

```

```

CMSEL,S,CT_AM_ES          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_ES        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
! Vinculação da base de apoio da peça de concreto
! *****
/SOLU
ANTYPE,0
NSEL,S,LOC,Z,-.001,+ .001
D,ALL,ALL
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição de simetria na direção x
! *****
NSEL,S,LOC,X,14.97-.001,14.97+.001
D,ALL,UX                  ! Vinculação 1 - eixo de simetria
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição de simetria na direção y
! *****
NSEL,S,LOC,Y,14.3-.001,14.3+.001
D,ALL,UY
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição para que todos os nós da superfície de aplicação da carga tenham o mesmo deslocamento
! *****
NSEL,S,LOC,Z,50-.001,50+.001
CP,1,UZ,ALL
ALLSEL,ALL
! *****
! Aplicação do carregamento estático no topo da peça de madeira
! *****
NSEL,S,LOC,Z,50-.001,50+.001
F,ALL,FZ,-0.1473 ! (Carga aplicada referente a ¼ da estrutura considerando o número de nós – total = 225)
ALLSEL,ALL
! *****
! Controle do passo de carga e do critério de convergência
! *****
CNVTOL,F, .001,2, ,
DELTIM,1,0.1,1
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
TIME,100
SOLVE

! *****
! SCRIPT PARA SIMULAÇÃO DO CARREGAMENTO CÍCLICO NO MODELO 1
! *****
! APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO (Forças de referência: F40%=54,23kN/4 e F5% =6,78kN/4)
/SOLU
ANTYPE,0 ! Simulação da carga ciclica a partir de cargas estáticas
time,0.000001 !Tempo ~ 0s
NSEL,S,LOC,Z,50-.001,50+.001
CP,1,UZ,ALL
ALLSEL,ALL
F,16569,FZ,-1.695          ! Início do carregamento - Carga cíclica mínima/4 aplicada no nó mestre
SOLVE
! *****
DELTIM,.1,.001,.5
time,1
D,1,ALL
F,16569,FZ,-13.56         ! 1º Carregamento - Carga cíclica máxima /4 aplicada no nó mestre
CNVTOL,F, .001,2, ,
SOLVE
! *****
! LOOPING PARA ANÁLISE CÍCLICA
! *****
TM_START=2                ! Passos de carga
TM_END=20                 ! Número total de ciclos aplicados
TM_INCR=1                 ! Incremento de carga
*DO, TM, TM_START, TM_END, TM_INCR ! Fazer TM_START até TM_END em passos de TM_INCR
TIME, TM                  ! Variável TM
*IF, MOD(TM,2), GT, 0, THEN
FORCE=-13.56
*ELSE
FORCE=-1.695
*ENDIF
F,16569,FZ,FORCE

```



```
SOLVE  
*ENDDO  
FINISH  
!*****
```

## APÊNDICE F – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 2

Neste apêndice estão apresentados os scripts utilizados pelo ANSYS na calibração e análise do modelo 2, que é referente ao modelo de viga mista com conectores “verticais”.

```

! *****
! MODELO 02: VIGA MISTA COM CONECTORES “VERTICAIS”
! *****
! SCRIPT PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO 2
! ENSAIO ESTÁTICO DA VIGA V07 (Força estática de referência aplicada: 196,05 kN/4)
! PROGRAMA UTILIZADO: ANSYS - VERSÃO 10.0
! SIMULAÇÃO DE 1/4 DA ESTRUTURA
! MALHA GERADA NO TRUE GRID - VERSÃO 2.10
! *****
! Dimensões em (cm)
! Forças aplicadas em (KN)
! *****
! Parâmetros auxiliares:
! Material 1: Concreto (solid 65) - isotrópico
! Material 2: Madeira (solid 45) - ortotrópico
! Material 3: Aço do conector (solid 45) isotrópico
! Material 4: Aço da armadura (link 8) - isotrópico
! *****
! Critérios de resistência utilizados para os materiais:
! *****
! Concreto: von Misses (compressão) e Willan-Warnke (tração);
! Madeira: Hill (tração e compressão);
! Aço do conector: von Misses (tração e compressão);
! Aço da armadura: von Misses (tração e compressão);
! *****
! Pré-Processamento da estrutura:
! *****
/CONFIG,NPROC,2 !PARA USAR OS 2 PROCESSADORES
! *****
! Dados para consideração de elementos de contato:
! *****
fkn = 1.0          ! rigidez normal
ftoln = 0.1        ! Tolerancia de penetração
! *****
! Valores dos coeficientes de atrito em cada par de contato:
! *****
natrito1 = 0.01 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o concreto
natrito2 = 0.60 ! coeficiente de atrito entre o concreto e o aço
natrito3 = 0.50 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o aço
! *****
! Dados de entrada para o concreto:
! *****
! Propriedades físicas do concreto:
/REP7
ET,1,SOLID65
! *****
! Módulo de elasticidade do concreto e coeficiente de Poisson:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,2735.95
MPDATA,PRXY,1,,0.2
! *****
! Densidade do concreto:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,2.5E-005
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o concreto:
! *****
TB,MELA,1,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,,0.00042881,1.1732
TBPT,,0.00094661,2.0002
TBPT,,0.0014644,2.5549
TBPT,,0.0019822,2.8461
TBPT,,0.0025,2.933
TBPT,,0.04,2.933
! *****
! Consideração do critério de resistência para o concreto:
! *****

```

```

TB,CONC,1,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,0,2,0,6,0.2933,-1,0,0
TBDATA,0,0,0,,
! *****
! Atribuindo a real constante n.1 ao concreto:
! *****
R,1,,,,,
RMORE,,,,,
RMORE,,
TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
! *****
! Dados de entrada para a madeira:
! *****
! Propriedades elásticas da madeira:
ET,2,SOLID45
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,189
MPDATA,EY,2,,189
MPDATA,EZ,2,,1889
MPDATA,PRXY,2,,0.013
MPDATA,PRYZ,2,,0.013
MPDATA,PRXZ,2,,0.013
MPDATA,GXY,2,,94.45
MPDATA,GYZ,2,,94.45
MPDATA,GXZ,2,,94.45
! *****
! Densidade da madeira:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,1.085E-005
! *****
! Valores de entrada para o critério de resistência de Hill:
! *****
! Propriedades plásticas da madeira:
TBDE,ANIS,2
TB,ANIS,2,,0
TBMODIF,1,1,1.19
TBMODIF,1,2,1.19
TBMODIF,1,3,6.272
TBMODIF,2,1,0.41
TBMODIF,2,2,0.41
TBMODIF,2,3,28
TBMODIF,3,1,1.19
TBMODIF,3,2,1.19
TBMODIF,3,3,6.272
TBMODIF,4,1,0.41
TBMODIF,4,2,0.41
TBMODIF,4,3,28
TBMODIF,5,1,2.38
TBMODIF,5,2,2.38
TBMODIF,5,3,0.24
TBMODIF,6,1,1.80
TBMODIF,6,2,1.80
TBMODIF,6,3,0.0018
! *****
! Dados de entrada para o aço do conector:
! *****
! Propriedades físicas do aço:
ET,3,SOLID45
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,21000
MPDATA,PRXY,3,,0.3
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o aço do conector:
! *****
TB,BISO,3,1,2,
TB,BISO,3,1,2,
TBDE,MELA,3
TB,BISO,3,1,2,
TBTEMP,0
TBDATA,,50,380,,
! *****
! Densidade para o aço do conector:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,

```

```

MPTEMP,1,0
MPDE,DENS,3
MPDATA,DENS,3,,0.0000785
! *****
! Dados de entrada para o aço da armadura:
! *****
! Propriedades físicas para o aço da armadura:
ET,6,LINK8
R,3,0.312, ,
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,9,,21000
MPDATA,PRXY,9,,0.3
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o aço da armadura:
! *****
TBDE,MELA,9
TB,BISO,9,1,2,
TBTEMP,0
TBDATA,,50,21,,,,
! *****
! Densidade para o aço da armadura:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,9,,0.0000785
! *****
! Atribuindo a real constante n.3 para a armadura:
! *****
TYPE, 6
MAT, 9
REAL, 3
ESYS, 0
SECTUM,
TSHAP,LINE
! *****
! ELEMENTOS DE CONTATO:
ET,4,TARGE170
ET,5,CONTA174
! *****
! CONSTANTES REAIS:
R,2,,fkn,ftoln,,
! *****
! Contato entre os materiais:
! *****
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,6,,natrito1
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,7,,natrito2
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,8,,natrito3
! *****
! Entrar com o arquivo malha2.INP INP (gerado no TGEEdit a partir da malha construída no TrueGrid)
/INPUT,'malha2','inp','D:\Fapesp-2007\modelagem numerica\teste-ansys',, 0
! *****
! Opções Gerais
! *****
ALLSEL,ALL
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT
! *****
! Criação de cada par de contato entre os materiais:
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (01) - Interface madeira-concreto na conexão da extremidade:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_F1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_F1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****

```

```

! Par de contato (02) - Interface madeira-concreto na segunda conexão:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_F2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_F2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (03) - Interface madeira-concreto na terceira conexão:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_F3                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_F3                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (04) - Interface madeira-concreto na conexão central:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_F4                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_F4                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (05) - Interface madeira-concreto entre blocos:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_F5                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_F5                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (06) - região da conexão aço-concreto (conexão da extremidade):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_E1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_E1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (07) - região da conexão aço-concreto (segunda conexão):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_E2                ! SELECIONANDO NÓS

```

```

TYPE,5                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_E2                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (08) - região da conexão aço-concreto (terceira conexão):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_E3                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_E3                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (09) - região da conexão aço-concreto (conexão central):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_E4                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_E4                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (10) - região da conexão aço-madeira (conexão da extremidade):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_E1                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_E1                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (11) - região da conexão aço-madeira (segunda conexão):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_E2                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_E2                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (12) - região da conexão aço-madeira (terceira conexão):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_E3                       ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                                ! ELEMENT TYPE
REAL,2                                ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                           ! Gerando malha
! ALVO:

```

```

CMSEL,S,CT_MA_E3                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (13) - região da conexão aço-madeira (conexão central):
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_E4                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_E4                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
! Vinculação da extremidade de apoio da viga
! *****
ALLSEL,ALL
FINISH
/SOL
FLST,2,9,1,ORDE,9
FITEM,2,44408
FITEM,2,44414
FITEM,2,45844
FITEM,2,47274
FITEM,2,48704
FITEM,2,50098
FITEM,2,54268
FITEM,2,54274
FITEM,2,54280
/GO
D,P51X,,,,,ALL,,,,
! *****
! Condição de simetria na direção z
! *****
NSEL,S,LOC,Z,-.001,+.001
D,ALL,UZ                ! Vinculação 1 - eixo de simetria
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição de simetria na direção y
! *****
NSEL,S,LOC,Y,14.3-.001,14.3+.001
D,ALL,UY                ! Vinculação 1 - eixo de simetria
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição para que todos os nós da superfície de aplicação da carga tenham o mesmo deslocamento
! *****
/PREP7
ALLSEL,ALL
FLST,4,9,1,ORDE,9
FITEM,4,9577
FITEM,4,9583
FITEM,4,10225
FITEM,4,10553
FITEM,4,10881
FITEM,4,11209
FITEM,4,11525
FITEM,4,11531
FITEM,4,11537
CP,9577,UX,P51X
! *****
! Aplicação do carregamento estático no centro da viga
! *****
/SOL
FLST,2,9,1,ORDE,9
FITEM,2,9577
FITEM,2,9583
FITEM,2,10225
FITEM,2,10553
FITEM,2,10881
FITEM,2,11209
FITEM,2,11525
FITEM,2,11531
FITEM,2,11537
/GO
F,P51X,FX,5.44 ! (Força de referência aplicada: 196,05 kN/4 considerando o número de nós – total = 09)
! *****
! Controle do passo de carga e do critério de convergência

```

```

! *****
CNVTOL,F, ,0.001,2, ,
DELTIM,1,0.1,1
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
TIME,100
SOLVE

! *****
! SCRIPT PARA SIMULAÇÃO DO CARREGAMENTO CÍCLICO NO MODELO 2
! *****
! APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO (Forças de referência: F40%=59,39kN/4 e F5% =7,42kN/4)
/SOLU
ANTYPE,0 ! Simulação da carga ciclica a partir de cargas estáticas
time,0.000001 !Tempo ~ 0s
/PREP7
ALLSEL,ALL
FLST,4,9,1,ORDE,9
FITEM,4,9577
FITEM,4,9583
FITEM,4,10225
FITEM,4,10553
FITEM,4,10881
FITEM,4,11209
FITEM,4,11525
FITEM,4,11531
FITEM,4,11537
CP,9577,UX,P51X
F,9577,FX,1.86 ! Inicio do carregamento - Carga ciclica mínima aplicada no nó mestre
SOLVE
! *****
DELTIM,,1,,0.01,,.5
time,1
D,1,ALL
F,9577,FX,14.85 ! 1º Carregamento - Carga ciclica máxima aplicada no nó mestre
CNVTOL,F, ,0.001,2, ,
SOLVE
! *****
! LOOPING PARA ANÁLISE CÍCLICA
! *****
TM_START=2 ! Passos de carga
TM_END=10 ! Número total de ciclos aplicados
TM_INCR=1 ! Incremento de carga
*DO, TM, TM_START, TM_END, TM_INCR ! Fazer TM_START até TM_END em passos de TM_INCR
TIME, TM ! Variável TM
*IF, MOD(TM, 2), GT, 0, THEN
FORCE=14.85
*ELSE
FORCE=1.86
*ENDIF
F,9577,FX, FORCE
SOLVE
*ENDDO
FINISH
! *****

```



## APÊNDICE G – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 3

Na sequência estão apresentados os scripts utilizados pelo ANSYS na calibração e análise do modelo 3, que é referente ao modelo corpo-de-prova misto com conectores dispostos em “X”.

```

! *****
! MODELO 03: CORPO-DE-PROVA MISTO COM CONECTORES EM "X"
! *****
! SCRIPT PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO 3
! ENSAIO ESTÁTICO DO CORPO-DE-PROVA CP09-VR2 (Força estática de referência para calibração: 61,16kN/2)
! PROGRAMA UTILIZADO: ANSYS - VERSÃO 10.0
! SIMULAÇÃO DE 1/2 DA ESTRUTURA
! MALHA GERADA NO TRUE GRID - VERSÃO 2.10
! *****
! Dimensões em (cm)
! Forças aplicadas em (KN)
! *****
! Parâmetros auxiliares:
! Material 1: Concreto (solid 65) - isotrópico
! Material 2: Madeira (solid 45) - ortotrópico
! Material 3: Aço do conector (solid 45) isotrópico
! Material 4: Aço da armadura (link 8) - isotrópico
! *****
! Critérios de resistência utilizados para os materiais:
! *****
! Concreto: von Misses (compressão) e Willan-Warnke (tração);
! Madeira: Hill (tração e compressão);
! Aço do conector: von Misses (tração e compressão);
! Aço da armadura: von Misses (tração e compressão);
! *****
! OPÇÕES GERAIS
! *****
ALLSEL,ALL
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT
! *****
! Pré-Processamento da estrutura:
! *****
/CONFIG,NPROC,2 !PARA USAR OS 2 PROCESSADORES
! *****
! Dados para consideração de elementos de contato:
! *****
fkn = 1.0 ! rigidez normal
ftoln = 0.1 ! Tolerancia de penetração
! *****
! Valores dos coeficientes de atrito em cada par de contato:
! *****
nattro1 = 0.01 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o concreto
nattro2 = 0.60 ! coeficiente de atrito entre o concreto e o aço
nattro3 = 0.90 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o aço
! *****
! Dados de entrada para o concreto:
! *****
! Propriedades físicas do concreto:
/PREP7
ET,1,SOLID65
! *****
! Módulo de elasticidade do concreto:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,2632.33
MPDATA,PRXY,1,,0.2
! *****
! Densidade do concreto:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,2.5E-005
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o concreto:
! *****
TB,MELA,1,1,6,
TBTEMP,0

```

```

TBPT,,0.00042715,1.1244
TBPT,,0.00094536,1.9182
TBPT,,0.0014636,2.4496
TBPT,,0.0019818,2.728
TBPT,,0.0025,2.811
TBPT,,0.04,2.811
! *****
! Consideração do critério de resistência para o concreto:
! *****
TB,CONC,1,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,0.2,0.6,0.2811,-1,0,0
TBDATA,,0,0,0,,
! *****
! Atribuindo a real constante n.1 ao concreto:
! *****
R,1,,,,,
RMORE,,,,,
RMORE,,
TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 1
ESYS, 0
SECTUM,
TSHAP,LINE
! *****
! Dados de entrada para a madeira:
! *****
! Propriedades elásticas da madeira:
ET,2,SOLID45
MPTMP,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,EX,2,,197
MPDATA,EY,2,,197
MPDATA,EZ,2,,1968
MPDATA,PRXY,2,,0.013
MPDATA,PRYZ,2,,0.013
MPDATA,PRXZ,2,,0.013
MPDATA,GXY,2,,98.40
MPDATA,GYZ,2,,98.40
MPDATA,GXZ,2,,98.40
! *****
! Densidade da madeira:
! *****
MPTMP,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,1.0E-005
! *****
! Valores de entrada para o critério de resistência de Hill
! *****
! Propriedades plásticas da madeira:
TBDE,ANIS,2
TB,ANIS,2,,0
TBMODIF,1,1,1.19
TBMODIF,1,2,1.19
TBMODIF,1,3,6.28
TBMODIF,2,1,0.41
TBMODIF,2,2,0.41
TBMODIF,2,3,28
TBMODIF,3,1,1.19
TBMODIF,3,2,1.19
TBMODIF,3,3,6.28
TBMODIF,4,1,0.41
TBMODIF,4,2,0.41
TBMODIF,4,3,28
TBMODIF,5,1,2.39
TBMODIF,5,2,2.39
TBMODIF,5,3,0.24
TBMODIF,6,1,1.80
TBMODIF,6,2,1.80
TBMODIF,6,3,0.0018
! *****
! Dados de entrada para o aço do conector:
! *****
! Propriedades físicas do aço:
ET,3,SOLID45
MPTMP,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,EX,3,,21000
MPDATA,PRXY,3,,0.3
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o aço do conector:
! *****
TB,BISO,3,1,2,

```

```

TB,BISO,3,1,2,
TBDE,MELA,3
TB,BISO,3,1,2,
TBTEMP,0
TBDATA,,50,380,,
! *****
! Densidade para o aço do conector:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDE,DENS,3
MPDATA,DENS,3,,0.0000785
! *****
! Dados de entrada para o aço da armadura:
! *****
! Propriedades físicas para o aço da armadura:
ET,6,LINK8
R,3,0.312,,
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,9,,21000
MPDATA,PRXY,9,,0.3
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o aço da armadura:
! *****
TBDE,MELA,9
TB,BISO,9,1,2,
TBTEMP,0
TBDATA,,50,21,,
! *****
! Densidade para o aço da armadura:
! *****
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,9,,0.0000785
! *****
! Atribuindo a real constante n.3 para a armadura:
! *****
TYPE, 6
MAT, 9
REAL, 3
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
! *****
! ELEMENTOS DE CONTATO:
ET,4,TARGE170
ET,5,CONTA174
! *****
! CONSTANTES REAIS:
R,2,,fkn,ftoln,,
! *****
! Contato entre os materiais:
! *****
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,6,,natrito1
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,7,,natrito2
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,8,,natrito3
! *****
! Entrar com o arquivo malha3.INP (gerado no TGEEdit a partir da malha construída no TrueGrid)
/INPUT,'malha3'.inp,'D:\Fapesp-2007\modelagem numerica\teste-ansys',,0
! *****
! Criação de cada par de contato entre os materiais:
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (01) - Interface madeira-concreto na linha do primeiro conector:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_C3 ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5 ! ELEMENT TYPE
REAL,2 ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP, ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_C3 ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4 ! ELEMENT TYPE
REAL,2 ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP, ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6

```

```

! *****
! Par de contato (02) - Interface madeira-concreto triangular inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_C4           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_C4          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                     ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (03) - Interface madeira-concreto triangular superior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_C5           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_C5          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                     ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (04) - primeiro conector aço-concreto vertical inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_V1           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_V1          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                     ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (05) - primeiro conector aço-concreto inclinado inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_I1           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_I1          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                     ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (06) - segundo conector aço-concreto vertical superior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_V2           ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                    ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_V2          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                     ! ELEMENT TYPE
REAL,2                     ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,               ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (07) - segundo conector aço-concreto inclinado superior:
! *****
! CONTATO:

```

```

CMSEL,S,CT_AC_I2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_I2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (08) - primeiro conector aço-madeira inclinado:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_I1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_I1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (09) -segundo conector aço-madeira inclinado :
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_I2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_I2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
! Vinculação da base da peça de concreto
! *****
/SOLU
ANTYPE,0
NSEL,S,LOC,Z,-.001,+.001
D,ALL,ALL
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição de simetria na direção x
! *****
NSEL,S,LOC,X,16-.001,16+.001
D,ALL,UX                ! Vinculação 1 - eixo de simetria
ALLSEL,ALL
! *****
Condição para que todos os nós da superfície de aplicação da carga tenham o mesmo deslocamento
! *****
NSEL,S,LOC,Z,50-.001,50+.001
CP,1,UZ,ALL
ALLSEL,ALL
! *****
! Aplicação do carregamento estático no topo da peça de madeira
! *****
NSEL,S,LOC,Z,50-.001,50+.001
F,ALL,FZ,-0.182 ! (Força de referência de 61,16kN/2, considerando o número de nós – total = 168)
ALLSEL,ALL
! *****
! Controle do passo de carga e critério de convergência
! *****
CNVTOL,F, .001,2, ,
DELTIM,1,0.1,1
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
TIME,100
SOLVE

! *****
! SCRIPT PARA SIMULAÇÃO DO CARREGAMENTO CÍCLICO NO MODELO 3
! *****
! APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO (Forças de referência: F40%=23,28kN/2 e F5% =2,91kN/2)
/SOLU
ANTYPE,0 ! Simulação da carga ciclica a partir de cargas estáticas

```

```
time,0.000001 !Tempo ~ 0s
NSEL,S,LOC,Z,50-.001,50+.001
CP,1,UZ,ALL
ALLSEL,ALL
F,24025,FZ,-1.455 ! Inicio do carregamento - Carga cíclica mínima/2 aplicada no nó mestre
SOLVE
! *****
DELTIM,.1,.001,.5
time,1
D,1,ALL
F,24025,FZ,-11.64 ! 1º Carregamento - Carga cíclica máxima /2 aplicada no nó metre
CNVTOL,F, ,0.001,2, ,
SOLVE
! *****
! LOOPING PARA ANÁLISE CÍCLICA
! *****
TM_START=2 ! Passos de carga
TM_END=20 ! Número total de ciclos aplicados
TM_INCR=1 ! Incremento de carga
*DO, TM, TM_START, TM_END, TM_INCR ! Fazer TM_START até TM_END em passos de TM_INCR
TIME, TM ! Variável TM
*IF, MOD(TM,2), GT, 0, THEN
FORCE=-11.64
*ELSE
FORCE=-1.455
*ENDIF
F,24025,FZ, FORCE
SOLVE
*ENDDO
FINISH
! *****
```

## APÊNDICE H – SCRIPTS UTILIZADOS PARA O MODELO 4

Neste apêndice estão apresentados os scripts utilizados pelo ANSYS na calibração do modelo 4, que é referente ao modelo de viga mista com conectores em “X”.

```

! *****
! MODELO 04: VIGA MISTA COM CONECTORES EM “X”
! *****
! SCRIPT PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO 4
! ENSAIO ESTATICO DA VIGA V01 (Força estática de referência aplicada: 218,39 kN/2)
! PROGRAMA UTILIZADO: ANSYS - VERSÃO 10.0
! SIMULAÇÃO DE 1/2 DA ESTRUTURA
! MALHA GERADA NO TRUE GRID - VERSÃO 2.10
! *****
! Dimensões em (cm)
! Forças aplicadas em (KN)
! *****
! Parâmetros auxiliares:
! *****
! Material 1: Concreto (solid 65) - isotrópico
! Material 2: Madeira (solid 45) - ortotrópico
! Material 3: Aço do conector (solid 45) isotrópico
! Material 4: Aço da armadura (link 8) - isotrópico
! *****
! Critérios de resistência utilizados para os materiais:
! *****
! Concreto: von Misses (compressão) e Willan-Warnke (tração);
! Madeira: Hill (tração e compressão);
! Aço do conector: von Misses (tração e compressão);
! Aço da armadura: von Misses (tração e compressão);
! *****
! OPÇÕES GERAIS
! *****
ALLSEL,ALL
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT
! *****
! Pré-Processamento da estrutura:
! *****
/CONFIG,NPROC,2 !PARA USAR OS 2 PROCESSADORES
! *****
! Dados para consideração de elementos de contato:
! *****
fkn = 1.0          ! rigidez normal
ftoln = 0.1        ! Tolerancia de penetração
! *****
! Valores dos coeficientes de atrito em cada par de contato:
! *****
nratrito1 = 0.01 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o concreto
nratrito2 = 0.60 ! coeficiente de atrito entre o concreto e o aço
nratrito3 = 0.90 ! coeficiente de atrito entre a madeira e o aço
! *****
! Dados de entrada para o concreto:
! *****
! Propriedades físicas do concreto:
/PREP7
ET,1,SOLID65
! *****
! Módulo de elasticidade do concreto:
! *****
MPTMP,,,,,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,EX,1,,2735.54
MPDATA,PRXY,1,,0.2
! *****
! Densidade do concreto:
! *****
MPTMP,,,,,,,,,
MPTMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,2.5E-005
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o concreto:
! *****
TB,MELA,1,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,,0.00043063,1.178

```

```

TBPT,,0.00094797,2.0071
TBPT,,0.0014653,2.5643
TBPT,,0.0019827,2.8574
TBPT,,0.0025,2.945
TBPT,,0.04,2.945
! *****
! Consideração do critério de resistência para o concreto:
! *****
TB,CONC,1,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,0,2,0,6,0.2945,-1,0,0
TBDATA,,0,0,0,,
! *****
! Atribuindo a real constante n.1 ao concreto:
! *****
R,1,,,,,
RMORE,,,,,
RMORE,
TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
! *****
! Dados de entrada para a madeira:
! *****
! Propriedades elásticas da madeira:
ET,2,SOLID45
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,190
MPDATA,EY,2,,190
MPDATA,EZ,2,,1899
MPDATA,PRXY,2,,0.013
MPDATA,PRYZ,2,,0.013
MPDATA,PRXZ,2,,0.013
MPDATA,GXY,2,,94.95
MPDATA,GYZ,2,,94.95
MPDATA,GXZ,2,,94.95
! *****
! Densidade da madeira:
! *****
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,1.09E-005
! *****
! Valores de entrada para o critério de resistência de Hill (1950):
! *****
! Propriedades plásticas da madeira:
TBDE,ANIS,2
TB,ANIS,2,,0
TBMODIF,1,1,1.21
TBMODIF,1,2,1.21
TBMODIF,1,3,6.37
TBMODIF,2,1,0.41
TBMODIF,2,2,0.41
TBMODIF,2,3,28
TBMODIF,3,1,1.21
TBMODIF,3,2,1.21
TBMODIF,3,3,6.237
TBMODIF,4,1,0.41
TBMODIF,4,2,0.41
TBMODIF,4,3,28
TBMODIF,5,1,2.42
TBMODIF,5,2,2.42
TBMODIF,5,3,0.24
TBMODIF,6,1,1.80
TBMODIF,6,2,1.80
TBMODIF,6,3,0.0018
! *****
! Dados de entrada para o aço do conector:
! *****
! Propriedades físicas do aço:
ET,3,SOLID45
MPTEMP,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,21000
MPDATA,PRXY,3,,0.3
! *****
! Curva Tensão x Deformação para o aço do conector:
! *****
TB,BISO,3,1,2,
TB,BISO,3,1,2,

```





```

! *****
! Par de contato (02) - Interface madeira-concreto na região do terceiro conector:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_33          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_33         ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (03) - Interface madeira-concreto na linha do primeiro conector:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_C4        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_C4        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (04) - Interface madeira-concreto na linha do terceiro conector:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_44        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_44        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (05) - Interface madeira-concreto triangular inferior do primeiro conector:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_C5        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_C5        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,6
! *****
! Par de contato (06) - Interface madeira-concreto triangular inferior do terceiro conector:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_MC_55        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CM_55        ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                    ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (07) - primeiro conector aço-concreto vertical inferior:
! *****
! CONTATO:

```

```

CMSSEL,S,CT_AC_V1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSSEL,S,CT_CA_V1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (08) - primeiro conector aço-concreto inclinado inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSSEL,S,CT_AC_I1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSSEL,S,CT_CA_I1                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (09) - segundo conector aço-concreto vertical superior:
! *****
! CONTATO:
CMSSEL,S,CT_AC_V2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSSEL,S,CT_CA_V2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (10) - segundo conector aço-concreto inclinado superior:
! *****
! CONTATO:
CMSSEL,S,CT_AC_I2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSSEL,S,CT_CA_I2                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (11) - terceiro conector aço-concreto vertical inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSSEL,S,CT_AC_V3                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! ALVO:
CMSSEL,S,CT_CA_V3                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (12) - terceiro conector aço-concreto inclinado inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSSEL,S,CT_AC_I3                ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                          ! ELEMENT TYPE
REAL,2                          ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,                    ! Gerando malha

```

```

! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_I3          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (13) - quarto conector aço-concreto vertical inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_V4          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_V4          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,7
! *****
! Par de contato (14) - quarto conector aço-concreto inclinado inferior:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AC_I4          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_CA_I4          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (15) - primeiro conector aço-madeira inclinado:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_I1          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_I1          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (16) -segundo conector aço-madeira inclinado :
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_I2          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_I2          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (17) - terceiro conector aço-madeira inclinado:
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_I3          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP,              ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_I3          ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4                   ! ELEMENT TYPE
REAL,2                   ! REAL CONSTANTE ID

```

```

ESURF,,TOP, ! Gerando malha
! *****
ALLSEL,ALL
MAT,8
! *****
! Par de contato (18) -quarto conector aço-madeira inclinado :
! *****
! CONTATO:
CMSEL,S,CT_AM_I4 ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,5 ! ELEMENT TYPE
REAL,2 ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP, ! Gerando malha
! ALVO:
CMSEL,S,CT_MA_I4 ! SELECIONANDO NÓS
TYPE,4 ! ELEMENT TYPE
REAL,2 ! REAL CONSTANTE ID
ESURF,,TOP, ! Gerando malha
! *****
! Vinculação da extremidade de apoio da viga
! *****
ALLSEL,ALL
FINISH
/SOL
FLST,2,8,1,ORDE,8
FITEM,2,43829
FITEM,2,-43830
FITEM,2,44541
FITEM,2,45252
FITEM,2,45963
FITEM,2,46674
FITEM,2,47385
FITEM,2,48096
/GO
D,P51X, , , , ,ALL, , , ,
! *****
! Condição de simetria na direção z
! *****
NSEL,S,LOC,Z,5-.001,5+.001
D,ALL,UZ ! Vinculação 1 - eixo de simetria
ALLSEL,ALL
! *****
! Condição para que todos os nós da superfície de aplicação da carga tenham o mesmo deslocamento
! *****
/PREP7
ALLSEL,ALL
FLST,4,8,1,ORDE,8
FITEM,4,32551
FITEM,4,32626
FITEM,4,32701
FITEM,4,32776
FITEM,4,32851
FITEM,4,32926
FITEM,4,33001
FITEM,4,33076
CP,32551,UX,P51X
! *****
! Aplicação do carregamento estático no centro da viga
! *****
/SOL
ALLSEL,ALL
FLST,2,8,1,ORDE,8
FITEM,2,32551
FITEM,2,32626
FITEM,2,32701
FITEM,2,32776
FITEM,2,32851
FITEM,2,32926
FITEM,2,33001
FITEM,2,33076
/GO
F,P51X,FX,13.65 ! (Força aplicada de referência 218,39/2 considerando o número de nós – total = 08)
! *****
! Controle do passo de carga e do critério de convergência
! *****
CNVTOL,F, .001,2, ,
DELTIM,1,0.1,1
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,1
TIME,100
SOLVE

! *****
! SCRIPT PARA SIMULAÇÃO DO CARREGAMENTO CÍCLICO NO MODELO 4
! *****

```

**! APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO (Forças de referência: F40%=52,81kN/2 e F5% =6,60kN/2)**

```

/SOLU
ANTYPE,0 ! Simulação da carga ciclica a partir de cargas estáticas
time,0.000001 ! Tempo ~ 0s
/PREP7
ALLSEL,ALL
FLST,4,8,1,ORDE,8
FITEM,4,32551
FITEM,4,32626
FITEM,4,32701
FITEM,4,32776
FITEM,4,32851
FITEM,4,32926
FITEM,4,33001
FITEM,4,33076
CP,32551,UX,P51X
FINISH
/SOL
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,32551
/GO
F,P51X,FX,3.3 ! Inicio do carregamento - Carga ciclica mínima aplicada no nó mestre
SOLVE
! *****
DELTIM,,1,.001,.5
time,1
D,1,ALL
F,32551,FX,26.41 ! 1º Carregamento - Carga ciclica máxima aplicada no nó mestre
CNVTOL,F, ,0.001,2, ,
SOLVE
! *****
! LOOPING PARA ANÁLISE CÍCLICA
! *****
TM_START=2 ! Passos de carga
TM_END=10 ! Número total de ciclos aplicados
TM_INCR=1 ! Incremento de carga
*DO, TM, TM_START, TM_END, TM_INCR ! Fazer TM_START até TM_END em passos de TM_INCR
TIME, TM ! Variável TM
*IF, MOD(TM,2), GT, 0, THEN
FORCE=26.41
*ELSE
FORCE=3.3
*ENDIF
F,32551,FX, FORCE
SOLVE
*ENDDO
FINISH
! *****

```